

Alma Mater Studiorum - Università degli studi di Bologna

FACOLTA' DI INGEGNERIA

DICAM

Dipartimento di Ingegneria civile, ambientale e dei materiali.

Corso di Laurea in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA IN

COSTRUZIONI DI STRADE FERROVIE ED AEROPORTI L-S

**IMPIEGO DI METODI NUMERICI AVANZATI
NELLO STUDIO DELLE PAVIMENTAZIONI
STRADALI FLESSIBILI**

Relatore:

Chiar.mo Prof. Ing. **GIULIO DONDI**

Laureando:

GIOVANNI AURIEMMA

Correlatore:

Dott. Ing. **VALERIA VIGNALI**

Dott. Ing. **GIULIA MANGANELLI**

Anno Accademico 2009 – 2010

Sessione I

PAROLE CHIAVE

1. Pavimentazioni stradali flessibili
2. Modelli numerici avanzati
3. PFC3d
4. Listati
5. Provino
6. Prova triassiale e resistenza al taglio

INDICE

| | |
|---------------------|--------------|
| INTRODUZIONE | pag. I - III |
|---------------------|--------------|

Capitolo 1

| | |
|---|---------|
| LE PAVIMENTAZIONI STRADALI | pag. 1 |
| 1.1 Sovrastrutture stradali | pag. 1 |
| 1.2 L'aumento del traffico e le problematiche correlate | pag. 2 |
| 1.3 Tipologie di sovrastrutture | pag. 4 |
| 1.3.1 Le sovrastrutture flessibili | pag. 5 |
| 1.3.2 Le sovrastrutture rigide | pag. 11 |
| 1.3.3 Le sovrastrutture semirigide | pag. 14 |
| 1.3.4 Le sovrastrutture ad elementi | pag. 15 |
| 1.4 Ruolo dei geosintetici nelle sovrastrutture stradali | pag. 16 |
| 1.5 Le pavimentazioni stradali: il deterioramento | pag. 23 |

Capitolo 2

| | |
|--|---------|
| I MODELLI PER LO STUDIO DELLE PAVIMENTAZIONI FLESSIBILI | pag. 26 |
| 2.1 Introduzione | pag. 26 |
| 2.2 Il metodo delle differenze finite FDM | pag. 28 |
| 2.2.1 I concetti di base | pag. 28 |
| 2.2.2 Vantaggi e limiti del metodo FDM | pag. 29 |
| 2.3 Il metodo degli elementi finiti FEM | pag. 30 |
| 2.3.1 I concetti di base | pag. 30 |
| 2.3.2 Vantaggi e limiti del metodo FEM | pag. 32 |
| 2.4 Metodo degli elementi al contorno BEM | pag. 34 |
| 2.4.1 I concetti base | pag. 34 |
| 2.4.2 Vantaggi e limiti del metodo BEM | pag. 36 |
| 2.5 Il metodo degli elementi discreti DEM | pag. 37 |
| 2.5.1 I concetti base | pag. 37 |
| 2.5.2 Vantaggi e limiti del metodo DEM | pag. 38 |
| 2.6 Il DEM esplicito | pag. 39 |

| | |
|------------------------------------|---------|
| 2.7 Il DEM implicito: I DDA | pag. 43 |
| 2.8 Il DEM partellare | pag. 45 |

Capitolo 3

| | |
|--|---------|
| IL SOFTWARE PFC3D BY ITASCA | pag. 49 |
| 3.1 Introduzione | pag. 49 |
| 3.2 La legge forza-spostamento | pag. 51 |
| 3.3 Lo smorzamento | pag. 56 |
| 3.4 La legge del moto | pag. 56 |
| 3.5 La creazione del modello | pag. 57 |
| 3.5.1 Introduzione | pag. 57 |
| 3.5.2 La generazione delle particelle | pag. 58 |
| 3.5.3 Generazione dei clump o dei cluster | pag. 60 |
| 3.6 Modelli di contatto | pag. 61 |
| 3.6.1 Modello di rigidità | pag. 61 |
| 3.6.2 Modello di slittamento | pag. 62 |
| 3.6.3 Modello di legame | pag. 63 |
| 3.7 Applicazioni delle condizioni iniziali ed al contorno | pag. 66 |
| 3.8 L'interpretazione dei risultati | pag. 66 |

Capitolo 4

| | |
|---|---------|
| LA STRUTTURA DEI LISTATI | pag. 69 |
| 4.1 Modellazione con PFC | pag. 69 |
| 4.2 Il listato per la creazione del provino | pag. 71 |
| 4.2.1 La generazione dei Wall | pag. 71 |
| 4.2.2 La generazione dei clump formati da quattro sfere | pag. 74 |
| 4.2.3 La generazione dei clump formati da due sfere | pag. 77 |
| 4.3 Il listato della prova triassiale | pag. 81 |
| 4.3.1 Introduzione | pag. 81 |
| 4.3.2 Change wall stiffness | pag. 82 |
| 4.3.3 Le funzioni FISH | pag. 82 |
| 4.3.4 Calcolo e controllo degli stati tensionali | pag. 85 |

| | |
|--|----------|
| 4.3.5 La definizione delle variabili history | pag. 87 |
| Capitolo 5 | |
| LA CREAZIONE DEI PROVINI: DALL'INCOLLAGGIO AL LABORATORIO | pag. 88 |
| 5.1 <i>Introduzione</i> | pag. 88 |
| 5.2 <i>Materiali e loro caratteristiche</i> | pag. 88 |
| 5.3 <i>La miscela</i> | pag. 92 |
| 5.4 <i>La creazione dei clump</i> | pag. 94 |
| 5.5 <i>Clump e laboratorio</i> | pag. 98 |
| 5.6 <i>Fasi di laboratorio</i> | pag. 103 |
| Capitolo 6 | |
| PROVA TRIASSIALE E RESISTENZA AL TAGLIO | pag. 115 |
| 6.1 <i>Prova triassiale</i> | pag. 115 |
| 6.1.1 I vantaggi della prova | pag. 118 |
| 6.2 <i>Resistenza e deformabilità dei terreni incoerenti</i> | pag. 119 |
| 6.3 <i>Resistenza al taglio</i> | pag. 122 |
| CONCLUSIONI | pag. 127 |
| BIBLIOGRAFIA | |
| Ringraziamenti | |

INTRODUZIONE

La ricerca sviluppata nella presente tesi si lega ad un Programma scientifico (PRIN), promosso dal Ministero dell'Università e della Ricerca.

Per quanto riguarda l'Unità Operativa di Bologna, il coordinamento è seguito dal Prof. Ing. Andrea Simone docente della Facoltà di Ingegneria di Bologna.

La sperimentazione riguarda lo studio del comportamento a fatica delle pavimentazioni bituminose in esercizio; lo scopo è quello di ottenere nuovi criteri di progettazione e verifica per le pavimentazioni esistenti e di nuova costruzione per poter progettare tipologie di sovrastrutture caratterizzate da una maggior vita utile, con evidenti vantaggi sia dal punto di vista economico che ambientale.

L'indagine prevede l'analisi di nuovi materiali bituminosi che garantiscano prestazioni adeguate alla tipologia di pavimentazione in esame.

IL conglomerato bituminoso è un materiale composto da più elementi:

- Aggregati di varie tipologie
- Bitume
- Vuoti d'aria

Risulta perciò avere una composizione eterogenea da cui ne consegue un comportamento meccanico di difficile studio a causa della sua complessa natura e dall'elevata influenza esercitata dalle condizioni ambientali e atmosferiche come la pioggia, il sole, le basse e alte temperature.

Il conglomerato bituminoso è fortemente influenzato dalle proprietà delle fasi che lo costituiscono, tra cui le caratteristiche dell'aggregato, le proprietà del bitume e le loro reciproche interazioni.

L'approccio alla progettazione di queste pavimentazioni sarà incentrato sull'utilizzo di tecniche numeriche avanzate basate sui metodi di calcolo agli elementi distinti particellari (DEM-3D), che prendono in considerazione le condizioni critiche e lo sviluppo di danni all'interno della sovrastruttura.

Di norma la risposta tenso-deformativa viene studiata attraverso metodi numerici al continuo, i quali considerano il materiale all'interno di leggi costitutive di tipo elasto-plastiche.

L'approccio al continuo risulta essere piuttosto consolidato, come dimostrato dai risultati scientifici degli ultimi anni essendo un metodo basato su calcoli analitici e numerici da tempo studiati.

Questo sistema, però, non prende in considerazione la natura geometrica particellare dei materiali granulari.

Il limite descritto ci costringe perciò a superare questo approccio tradizionale per la progettazione delle sovrastrutture stradali perpetue, valutando una metodologia di calcolo di tipo discontinuo.

Considerando un approccio di tipo discontinuo, è possibile analizzare il carattere discreto del sistema e studiarne i processi microscopici che influenzano il comportamento tenso-deformativo a livello macroscopico.

Tra i diversi metodi discontinui, quello scelto e utilizzato in una fase futura della ricerca sarà il metodo Discrete Element Method - DEM.

Esso permette di modellare il sistema come un insieme formato da elementi circolari (sfere) e da gruppi di sfere assemblate tra loro detti (clump).

Questa tecnica di modellazione permette di studiare gli effetti perturbativi, indotti da sollecitazioni esterne, all'interno della pavimentazione.

Tali sollecitazioni riguardano gli spostamenti tra le particelle e le forze di contatto che dipendono dalla forma degli aggregati e dall'assortimento granulometrico.

Sperimentazioni precedenti hanno evidenziato la validità e le potenzialità del metodo discontinuo riuscendo a riprodurre l'effettivo comportamento del conglomerato bituminoso sia durante i test di laboratorio, sia durante la modellazione matematica.

Grazie allo studio della resistenza a fatica, risulta possibile ottenere informazioni sul numero di cicli di carico che portano a rottura, e sulla localizzazione del punto d'innescio della frattura.

.

Il software che verrà utilizzato è il PFC3d prodotto da Itasca Consulting Group, basato sul Metodo degli Elementi Discreti Particellari così come è stato definito da Cundall e Strack (1979), ed in grado di rappresentare il sistema come un insieme di particelle circolari che interagiscono tra loro.

Attraverso questo processo, si vuole affrontare lo studio dei parametri che maggiormente influenzano il comportamento a fatica di una sovrastruttura stradale flessibile, come ad esempio la forma dell'aggregato.

Per la realizzazione delle particelle si è scelto di utilizzare acciaio prodotto in forma sferica, per avere così a disposizione una geometria semplice da utilizzare attraverso il software.

La prova di laboratorio scelta è il test triassiale facente parte dell'ambito geotecnico; questo tipo di prova ci permette di produrre delle configurazioni confrontabili con la realtà in situ.

La scelta ricade su questo tipo di prova in quanto risulta di facile realizzazione sia in laboratorio, sia tramite la modellazione con PFC3d.

Nei capitoli della tesi si è cercato di descrivere alcuni fondamentali concetti.

Inizialmente verranno descritte le varie tipologie di sovrastrutture stradali moderne presentando le loro caratteristiche, gli sforzi agenti in superficie e in profondità.

Successivamente verranno introdotti e analizzati i metodi di modellazione numerica, distinguendoli in metodi al continuo e metodi discontinui.

Ci si concentrerà poi sulla descrizione delle caratteristiche del software PFC3d, esaminandone il processo di calcolo e i principi di base del sistema, come la legge forza-spostamento, la legge del moto, lo smorzamento, i modelli di contatto e le condizioni iniziali e al contorno.

Si descriveranno poi le fasi della creazione dei provini dall'incollaggio al laboratorio, definendo anche la procedura di formazione del file di testo .txt dei listati utilizzati per la modellazione tramite PFC3d.

Nella fase successiva si è reso necessario descrivere la teoria della prova triassiale evidenziando anche le caratteristiche della resistenza al taglio.

Queste informazioni hanno reso possibile affrontare la ricerca in laboratorio, dove è stata effettuata la parte pratica (prova triassiale), ed anche la produzione dei listati che verranno in futuro utilizzati nel programma PFC3d per completare la modellazione e successivamente confrontare i risultati ottenuti.

Capitolo 1

Le pavimentazioni stradali

1.1 Sovrastrutture stradali

Dal punto di vista tecnico, le pavimentazioni sono indicate con il termine più adeguato di "sovrastutture", poiché si tratta effettivamente di vere e proprie strutture soggette a carichi di vario tipo e sollecitazioni piuttosto complesse.

La sovrastruttura stradale è una struttura piana, collocata in rilevato o in trincea, costituita da strati di materiale e spessore diversi.

La caratteristica principale della sovrastruttura stradale è quella di trasferire i carichi dovuti al traffico veicolare (figura 1.1) al materiale naturale sottostante (denominato sottofondo).

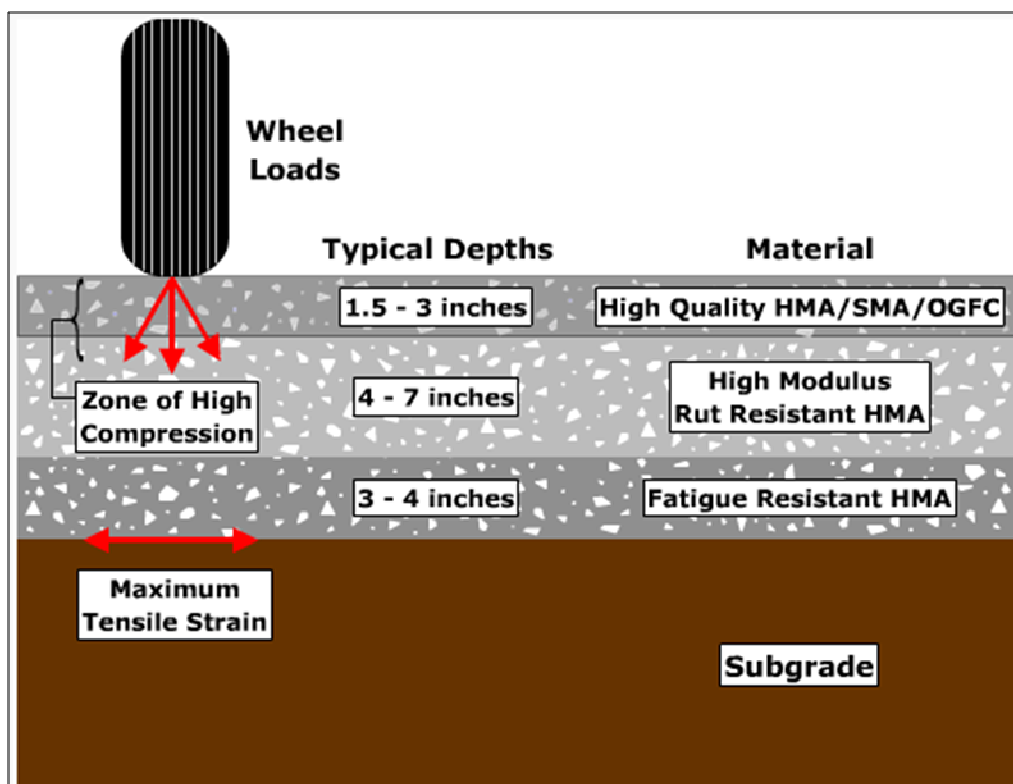


Figura 1.1 Schema di distribuzione dei carichi in una pavimentazione.

La sovrastruttura svolge anche altre rilevanti funzioni, quali :

- supportare i carichi di traffico trasferiti senza che compaiano rotture od altre alterazioni pericolose del piano viabile; la resistenza a fatica deve

essere elevata per far sì che non si sviluppino inizialmente micro fessure (accumulo di deformazioni permanenti) che possono degenerare, con il passare del tempo, in vere e proprie lesioni.

- assicurare una superficie con idonee caratteristiche di regolarità e aderenza per garantire il comfort e la sicurezza della circolazione, nel rispetto dell'ambiente.
- salvaguardare gli strati della pavimentazione stessa.
- salvaguardare il terreno sottostante (sottofondo) dalle azioni atmosferiche durante la vita utile.

1.2 L'aumento del traffico e le problematiche correlate

L'aumento del trasporto su gomma (731 autocarri per ogni Km di autostrada), l'evoluzione del traffico e l'incremento delle velocità massime raggiungibili, hanno chiesto e richiedono tuttora un continuo miglioramento delle sovrastrutture stradali, sia per quanto riguarda i materiali e gli spessori utilizzati nella costruzione, sia per lo studio e lo sviluppo di nuove tecnologie.

Il progetto deve pertanto essere sviluppato tenendo conto di alcuni aspetti basilari:

- la portanza del sottofondo, definita come tensione verticale corrispondente ad una deformazione prefissata (cedimento) ma sufficientemente piccola da limitare le plasticizzazioni del terreno dopo diversi cicli di carico. Essa deve essere sempre valutata seguendo le specifiche descritte nel capitolato speciale d'appalto che ogni ente (Regioni, Comuni, A.N.A.S.) mette a disposizione del tecnico per poter verificare che lo spessore della pavimentazione garantisca la compatibilità degli sforzi normali agenti sul sottofondo con le sue caratteristiche di portanza.
- dei carichi sopra la soglia di fatica, infatti i veicoli con carico per asse superiore a 3,5 tonnellate inducono deformazioni plastiche nella pavimentazioni che possono, con il passare della vita utile, trasformarsi in lesioni permanenti e obbligare gli enti preposti ad un intervento di manutenzione straordinaria spesso gravosa sia in termini economici che

temporali. Per i cedimenti profondi occorrono infatti soluzioni invasive, mentre per quelli superficiali è possibile intervenire con minor difficoltà e spesa.

- del numero di passaggi di tali carichi perché le deformazioni si accumulano e portano poi ad un deterioramento della sovrastruttura in tempi brevi.
- della vita utile della pavimentazione cioè dell'orizzonte temporale in cui è accettabile un intervento manutentivo di rifacimento, in modo da poter valutare il numero totale dei passaggi dei carichi e, conseguentemente, la deformazione complessiva della pavimentazione.

La strada moderna deve, quindi, possedere pavimentazioni capaci di resistere alle gravose azioni del traffico, sempre più veloce, pesante e con frequenze che, nelle arterie di grande comunicazione, sono molto elevate.

I veicoli che percorrono la strada producono due tipi di sforzi che si ripercuotono nei vari strati della sovrastruttura: sforzi tangenziali e normali.

- Gli sforzi tangenziali τ trasmessi alla pavimentazione per aderenza (massimi in caso di accelerazione e frenatura) si esauriscono piuttosto rapidamente all'aumentare della profondità perciò interessano essenzialmente gli strati superficiali. Ciò impone, per ragioni di efficacia meccanica ed efficienza economica, l'utilizzo di materiali differenti per gli strati superficiali, sollecitati fortemente da azioni di taglio, rispetto agli strati profondi, in cui la sollecitazione di taglio è trascurabile rispetto a quella normale. Per gli strati superficiali si utilizzano materiali legati mentre per quelli profondi non sono necessari materiali legati.
- Gli sforzi normali connessi al peso proprio della sovrastruttura e al carico accidentale del veicolo si distribuiscono in profondità, su aree sempre maggiori, per cui le sollecitazioni di pressione σ tendono a ridursi. Tale riduzione però risulta debole poiché aumentando la profondità aumenta anche il peso proprio della sovrastruttura.

1.3 Tipologie di sovrastrutture

Le sovrastrutture moderne nascono dall'esigenza di avere una pavimentazione stabile, in grado di conferire comfort e massima sicurezza di moto per rispondere all'aumento del traffico veicolare sempre più veloce e pesante.

Le soluzioni possibili sono:

- **SOVRASTRUTTURE FLESSIBILI**
- **SOVRASTRUTTURE RIGIDE**
- **SOVRASTRUTTURE SEMIRIGIDE**
- **SOVRASTRUTTURE AD ELEMENTI.**

La differenza che intercorre fra le varie soluzioni è sostanzialmente il diverso meccanismo di trasferimento del carico sovrastante al terreno naturale (sottofondo).

In genere, il sottofondo offre una scarsa portanza, per tale ragione si cerca di distribuire i carichi ad elevata intensità dovuti agli automezzi su un'ampia area di sottofondo.

Nelle pavimentazioni rigide il comportamento è essenzialmente fissionale: la struttura equilibra il carico chiamando in causa una porzione significativa di pavimentazione, cioè coinvolgendo anche una parte significativa di pavimentazione al di fuori dell'area di carico; in questo modo il carico è ripartito su un'ampia zona di sottofondo.

Nel caso di pavimentazioni flessibili, invece, il meccanismo fissionale è minimo, e il carico è trasferito al sottofondo attraverso una serie di strati di rigidità decrescenti man mano che si procede dalla superficie verso il sottofondo.

E' bene precisare che le pavimentazioni rigide, ancorché più efficienti in termini prestazionali rispetto a quelle flessibili, risultano nel contempo più fragili.

A fronte di un miglior meccanismo di equilibratura del carico, le sovrastrutture di tipo rigido presentano infatti un'elevata sensibilità alle variazioni di portanza del sottofondo, essendo costituite da materiali di elevata rigidità.

Quindi, anche in presenza di modeste riduzioni di portanza del sottofondo, o peggio, in caso di cedimenti ed assestamenti, possono riportare gravi danneggiamenti.

1.3.1 Le sovrastrutture flessibili

Le **SOVRASTRUTTURE FLESSIBILI** (figura 1.2-1.3), in ragione dei materiali che le costituiscono, hanno un comportamento meccanico di tipo **elasto-plasto-viscoso**.

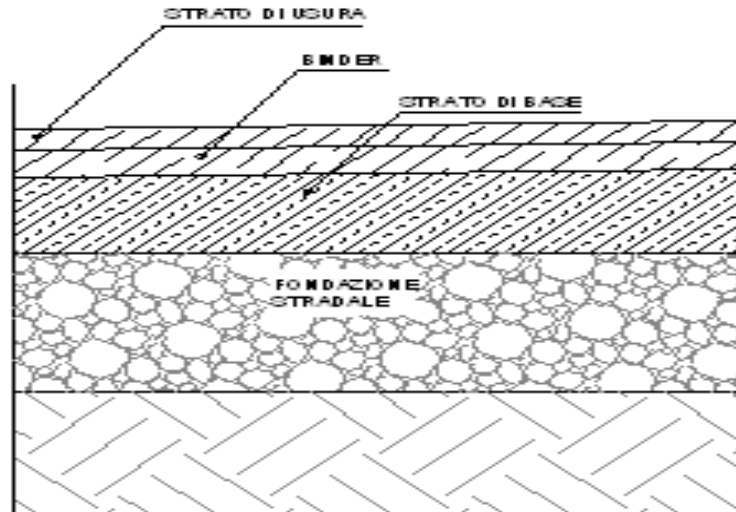


Figura 1.2 Schema degli strati in una pavimentazione flessibile.

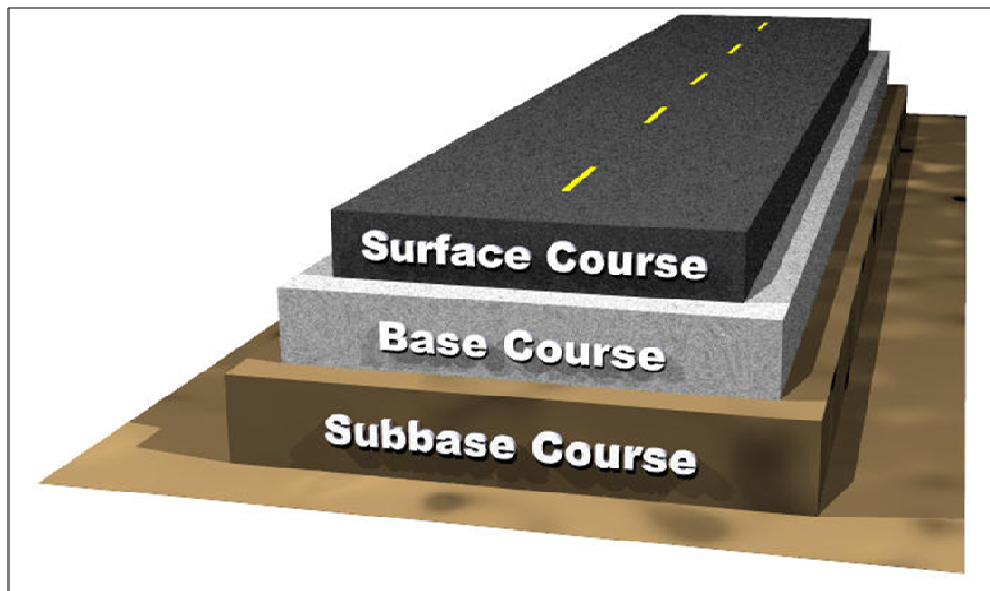


Figura 1.3 Schema degli strati in una pavimentazione flessibile.

Tale comportamento induce fenomeni di fatica (accumulo di deformazioni permanenti) quando i carichi superano una soglia definita soglia di fatica.

Queste pavimentazioni sono caratterizzate da quattro strati:

- **strato di usura**
- **strato di collegamento**
- **strato di base**
- **strato di fondazione**

Nella moderna tecnica stradale, in special modo dove la natura dei terreni di sottofondo fa temere possibili plasticizzazioni e cedimenti, si preferisce impiegare, per la fondazione della sovrastruttura, terreni granulari di opportune caratteristiche anziché un'ossatura di grosse pietre (massicciata di pietrame); oppure intervenire con la metodologia della compensazione del carico utilizzando materiali con un peso specifico molto basso aiutati anche da elementi geosintetici.

Questo perchè, soprattutto in terreni argillosi, potrebbe avvenire una risalita di acqua per capillarità che provocherebbe il dissesto della fondazione formata da grosse pietre.

Per ovviare a questo inconveniente, per le strade a grande traffico, si procede alla stabilizzazione dello strato di fondazione, mediante costipamento, correzioni del contenuto di acqua con calce o cemento e/o la disposizione di strati di tessuto non tessuto.

Stabilizzare un terreno significa:

- migliorare le proprietà meccaniche;
- aumentare la portanza;
- conferire migliori proprietà impermeabilizzanti;
- migliorare la coesione e la resistenza al gelo.

In natura esistono terreni (tabella 1.1) che possiedono ottime caratteristiche meccaniche e di resistenza agli agenti atmosferici, per questi terreni (A-1, A-2, A-3) è sufficiente un opportuno costipamento per raggiungere buoni risultati.

Capitolo 1 Le pavimentazioni stradali flessibili

Geotecnica: Classificazione dei terreni HRB-AASHTO (CNR-UNI 10006)

| Classificazione generale | Terre ghiaia - sabbiosa | | | | | | | Terre limo - argillose | | | | | Torbe e terre organiche palustri |
|--|--|------|---|---|---------|------|------|---|--------------------------|---|--|---|--|
| | Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 ≤ 35% | | | | | | | Frazione passante al setaccio 0,075 UNI 2332 >35% | | | | | |
| Gruppo | A1 | | A3 | A2 | | | | A4 | A5 | A6 | A7 | | A8 |
| Sottogruppo | A1 a | A1 b | | A2-4 | A2-5 | A2-6 | A2-7 | | | | | | |
| Analisi granulometrica - Frazione passante al setaccio | | | | | | | | | | | | | |
| 2 UNI 2332 % | ≤ 80 | | | | | | | | | | | | |
| 0,4 UNI 2332 % | ≤ 30 | ≤ 80 | ≥ 80 | | | | | | | | | | |
| 0,075 UNI 2332 % | ≤ 15 | ≤ 25 | ≤ 10 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 | ≤ 35 |
| Caratteristiche della frazione passante al setaccio 0,4 UNI 2332 | | | | | | | | | | | | | |
| Limite liquido | 0 | | | ≤ 40 | > 40 | ≤ 40 | > 40 | ≤ 40 | > 40 | ≤ 40 | ≤ 40 | ≤ 40 | ≤ 40 |
| Indice di plasticità | ≤ 6 | | N.P. | ≤ 10 | ≤ 10max | > 10 | > 10 | ≤ 10 | ≤ 10 | > 10 | > 10 (IP>LL30) | > 10 (IP>LL30) | |
| Indice di gruppo | 0 | | 0 | 0 | | ≤ 4 | | ≤ 8 | ≤ 12 | ≤ 18 | ≤ 20 | | |
| Tipi usuali dei materiali caratteristici costituenti il gruppo | ghiaia e breccia, sabbione, sabbia grossa, pomice, scone vulcaniche, pozzolane | | Sabbia fine | ghiaia e sabbia limosa e argillosa | | | | Limi poco compressibili | Limi fort. compressibili | Argille poco compressibili | Argille fort. compressibili med. plastiche | Argille fort. compressibili fort. plastiche | Torbe di recente o remota formazione e, detriti organici di origine palustre |
| Qualità portanti quale terreno di sottofondo in assenza di gelo | da eccellenti a buone | | | | | | | Da mediocre a scadente | | | | | Da scartare come sottofondo |
| Azione del gelo sulla qualità portanti del terreno di sottofondo | Nessuna o lieve | | | Media | | | | media | elevata | Media | elevata | Media | |
| Ritiro o rigonfiamento | Nullo | | | Nullo o lieve | | | | Lieve o media | | elevato | elevato | molto elevato | |
| Permeabilità | Elevata | | | Media o scarsa | | | | | | Scarsa o nulla | | | |
| Identificazione dei territori in sito | Facilmente individuabili a vista | | Aspri al tatto incoerenti allo stato asciutto | La maggior parte dei granuli sono individuabili ad occhio nudo - Aspri al tatto - Una tenacità media e elevata allo strato asciutto indica la presenza di argilla | | | | Reagiscono alla prova di scuotimento - Polverulenti o poco tenaci allo stato asciutto - Non facilmente modellabili allo stato umido | | Non reagiscono alla prova di scuotimento - Tenaci allo stato asciutto - Facilmente modellabili in bastoncini sottili allo stato umido | | | Fibrosi di colore bruno a nero - facilmente individuabili a vista |

Tabella 1.1 Classificazione delle terre (CNR UNI 10006).

In tutti gli altri casi è indispensabile intervenire mediante:

- correzioni granulometriche del terreno che portano ad un incremento del valore dell'angolo di attrito interno;
- stabilizzazione del terreno con l'aggiunta di leganti (cemento, calce, bitume, catrame, ecc.);
- stabilizzazione del terreno con l'aggiunta di sostanze igroscopiche (cloruro di calcio);
- stabilizzazione del terreno con materiali impermeabilizzanti (resine, oli minerali, ecc.)

Stabilizzare attraverso l'aggiunta di leganti o di sostanze igroscopiche ha lo scopo di variare il contenuto d'acqua dei terreni che deve essere noto per mezzo di prove sperimentali. L'eventuale presenza di acqua influenza particolarmente l'addensamento del terreno.

Il costipamento ha lo scopo di avvicinare tra di loro gli elementi granulari della terra al fine di ridurre i cedimenti per effetto dei carichi permanenti e per effetto delle vibrazioni indotte dai veicoli.

Un costipamento uniforme riduce il pericolo di cedimenti differenziali tra i punti del piano di appoggio della pavimentazione ed aumenta la resistenza alle azioni tangenziali. Dopo il costipamento si registra anche una diminuzione di permeabilità della terra.

Per conoscere l'energia di costipamento necessaria al raggiungimento delle caratteristiche di densità e contenuto d'acqua volute ci si può basare sulle curve Proctor, che indicano la relazione tra il contenuto percentuale di acqua e il peso specifico del secco, queste curve sono rappresentate al variare dell'energia di costipamento che comporta una variazione del contenuto ideale di acqua all'interno del terreno (figura 1.4).

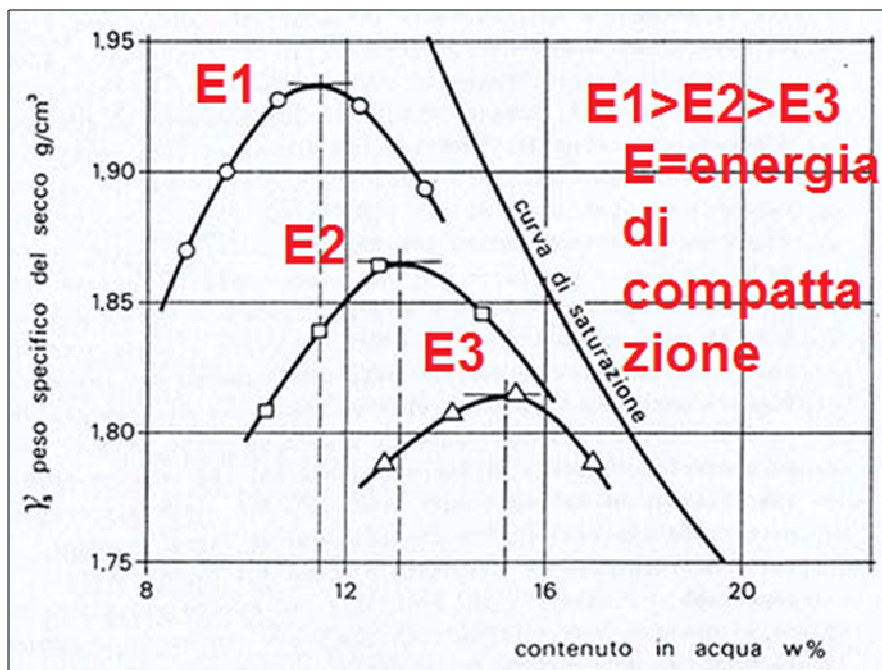


Figura 1.4 Rappresentazioni di tre curve di Proctor con differenti energie di compattazione.

Questa prova, che si esegue secondo le modalità della norma americana (A.S.T.M - D 698 - 70), è indispensabile per scegliere i mezzi necessari all'esecuzione del costipamento in funzione del loro peso, della velocità e forma, che determina l'energia di costipamento.

Una volta studiata la fondazione si predispone uno strato, detto di base, formato da materiale avente migliori caratteristiche di resistenza di quello sottostante.

Nelle sovrastrutture di tipo flessibile lo **STRATO DI BASE** è realizzato in conglomerato bituminoso, presenta spessori variabili da 10 a 15 cm e risulta essere una valida base di ancoraggio per la stesura degli strati superiori.

La preparazione avviene mediante la miscelazione di inerti e bitume in percentuali ben precise, riportate nei capitolati di appalto. La stesa avviene in strati successivi di 8-11cm compattati mediante rullo compressore.

Per quanto riguarda invece gli strati di base in terra stabilizzata a bitume essi sono utilizzati in particolare in terreni granulari con percentuali di acqua minori del 4%, mediante la stesa di bitume in percentuale in peso del 3%.

Risulta però essere un sistema poco diffuso perché presenta elevati costi di impianto.

Gli **STRATI SUPERFICIALI BINDER E USURA** (figura 1.5) si suddividono in conglomerati:

- aperti,
- semiaperti,
- chiusi,
- malte bituminose.

La differenza tra i vari tipi è sostanzialmente legata alla percentuale degli aggregati di grosso diametro presenti e quindi alla porosità che essi possono sviluppare.

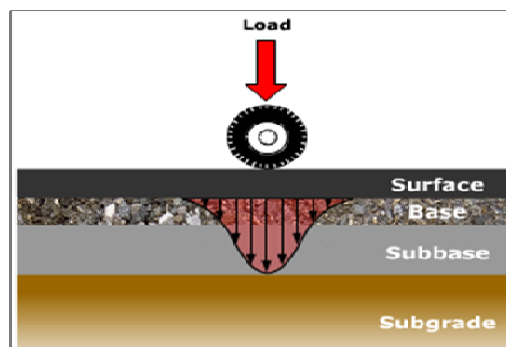


Figura 1.5 Rappresentazione della distribuzione dei carichi negli strati superficiali

Nello strato di collegamento (BINDER) si adottano conglomerati aperti che risultano avere una curva granulometrica discontinua accentuata, dove manca quasi completamente la parte intermedia con presenza quasi totale di elementi di grosso diametro, la percentuale dei vuoti perciò risulta essere elevata. Essendo conglomerati aperti di solito durante la stesa si utilizzano fibre sintetiche per evitare che il bitume immesso fuoriesca per percolamento.

Lo scopo principale dello strato di collegamento, risulta essere quello di ancorare lo strato di usura a quello di base, trasmettendo l'azione verticale dei carichi, senza deformazioni permanenti distribuendo perciò al meglio il carico proveniente dai mezzi che transitano sulla sovrastruttura stradale.

I conglomerati semiaperti sono analoghi a quelli aperti, presentano uno schema litico essenzialmente discontinuo e una percentuale dei vuoti compresa tra il 5÷7%, a causa della presenza di frazioni percentuali di filler e graniglia che riducono la percentuale dei vuoti. La curva granulometrica che li descrive risulta essere sempre di tipo discontinuo, ma in modo meno accentuato rispetto a quella che caratterizza i conglomerati aperti.

I conglomerati chiusi sono costituiti da miscele di aggregati e filler tali da garantire una percentuale massima di vuoti minore al 3÷5% e sono rappresentabili tramite un fuso granulometrico continuo. Conglomerati di questo tipo sono usati solo per manti di USURA, in particolare presentano ottima resistenza alle azioni verticali e mantengono un buon livello di aderenza.

Essendo questo lo strato più sollecitato di tutta la pavimentazione è necessario che gli aggregati siano di ottima qualità.

La qualità del legante disponibile sul mercato è diminuita negli anni, questo perchè le raffinerie hanno sviluppato metodi di trattamento del petrolio sempre migliori riuscendo ad ottenere il massimo come benzine e derivati e producendo un bitume sempre di minore qualità. Per ovviare a questo problema, negli ultimi anni è nata la metodologia Superpave che consente di confezionare conglomerati bituminosi ottimali a seconda della diversa situazione.

Tra i conglomerati aperti (detti anche a masse aperte) si stanno diffondendo i cosiddetti conglomerati drenanti, ossia conglomerati costituiti da una particolare

miscela di inerti e bitume modificato che conferiscono al conglomerato elevata porosità.

Tale caratteristica consente di assorbire l'acqua presente sulla superficie stradale ed allontanarla per gravità grazie alla pendenza del manto di usura.

Mediante l'uso di questi conglomerati la superficie di contatto pneumatico/strada resta asciutta anche sotto pioggia battente garantendo buona aderenza e riducendo drasticamente sia il rischio di aquaplaning sia il rischio nebbia in quanto la forte ventilazione che si crea grazie alla presenza dei vuoti non permette il raggiungimento delle condizioni termo/igrometriche necessarie a favorire il fenomeno della nebbia. Questa tipologia di pavimentazione si è dimostrata efficiente anche per quanto riguarda il fonoassorbimento, ed ha quindi trovato impiego come rimedio all'inquinamento acustico prodotto dal traffico veicolare.

La presenza dei vuoti però comporta anche qualche problema come la formazione di ghiaccio negli interstizi soprattutto in zone fredde dove le temperature rimangono sotto lo zero termico per periodi piuttosto lunghi, in questo caso ne viene sconsigliato l'utilizzo.

La stesa degli strati d'usura drenanti avviene sostanzialmente come per le altre pavimentazioni flessibili, con la differenza che si introduce nello strato superficiale un terzo sottostrato; infatti gli strati diventano, binder, conglomerato a masse chiuse con la funzione impermeabilizzante, e conglomerato a masse aperte di tipo drenante. Lo strato chiuso serve per non avere percolazione di acqua verso gli strati inferiori della sovrastruttura.

1.3.2 Le sovrastrutture rigide

Le **SOVRASTRUTTURE RIGIDE** (figura 1.6) sono costituite da lastre di calcestruzzo, esse sono dotate di una forte resistenza al taglio e di una discreta resistenza flessionale, questo tipo di pavimentazione svolge contemporaneamente i compiti della fondazione e degli strati superficiali.

Al disotto di questa lastra è uso disporre una fondazione in materiale lapideo non legato o di misto cementato; grazie alla fondazione è possibile garantire alla lastra una buona protezione nei confronti dell'acqua.

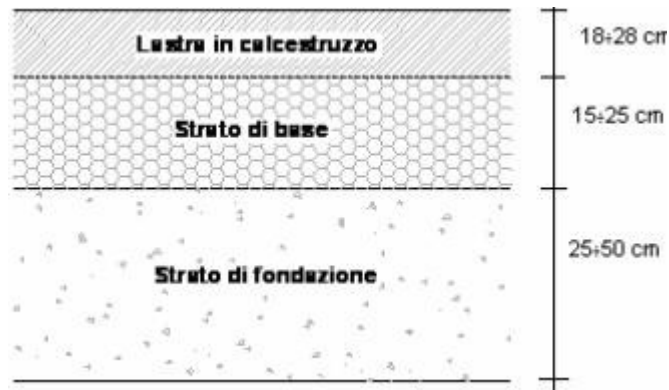


Figura 1.6 Struttura tipica di una pavimentazione rigida.

I calcestruzzi utilizzati per le pavimentazioni sono completamente diversi da quelli utilizzati per altre strutture, essi devono poter sviluppare un'adeguata resistenza meccanica a flessione (misurabile per mezzo della prova di flessione indiretta), essere lavorabili (misurabile per mezzo della scatola di Lesage), avere un basso ritiro ed un'ottima qualità superficiale al fine di garantire una superficie viabile regolare e resistente agli urti.

A causa della sua rigidità relativa, la struttura distribuisce i carichi su una vasta area con un solo, o al massimo due, strati strutturali (figura 1.7).

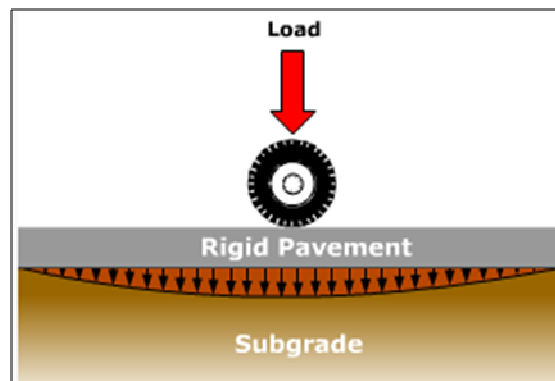


Figura 1.7 Distribuzione dei carichi in una pavimentazione rigida.

La miscela viene confezionata in betoniere, per lo più mobili che avanzano di pari passo con la macchina finitrice in modo che il getto venga fatto in continuo. Le macchine finitrici hanno il compito di stendere il materiale, livellarlo e costiparlo, alcune delle macchine più utilizzate sono quelle a casseforme scorrevoli su cui si muove la macchina stessa.

Alla macchina finitrice segue la macchina per il taglio dei giunti nel calcestruzzo ancora fresco, in modo da separare le varie lastre.

Alla fine del getto, si deve stendere sulla superficie uno strato di materiale di curing come polveri di soluzioni di resina o cauciù.

Uno degli elementi fondamentali delle pavimentazioni in calcestruzzo è il giunto che si realizza tra una lastra e quella adiacente, infatti è impensabile costruire la pavimentazione in un unico blocco, altrimenti si formerebbero delle fessure a causa delle sollecitazioni interne dovute alle variazioni termiche, al ritiro del calcestruzzo ed ai cedimenti differenziali.

I giunti sono praticati sia in senso longitudinale che trasversale, in modo da consentire accorciamenti dovuti a diminuzione di temperatura e al ritiro (giunti di contrazione) e allungamenti dovuti agli incrementi di temperatura (giunti di allungamento).

I giunti di dilatazione sono presenti trasversalmente in tutti i tipi di pavimentazione (stradale, aeroportuale o di sosta), mentre longitudinalmente sono utilizzati solo nel caso di piste aeroportuali o di grandi piazzali di sosta.

Essi interessano tutto lo spessore della lastra, sono larghi almeno 20 mm e dotati di connettori in grado di consentire il trasferimento delle sollecitazioni di taglio tra le lastre adiacenti (diffusione del carico).

I giunti di contrazione sono disposti sia longitudinalmente che trasversalmente, non interessano tutto lo spessore della pavimentazione, ma vengono tagliati nel calcestruzzo parzialmente indurito per una larghezza non superiore a 8 mm con profondità di circa $1/5h$.

Nel caso di giunti di contrazione non è necessario utilizzare dispositivi di trasferimento del carico in quanto la scabrezza delle superfici è in grado di assolvere a queste funzioni.

In senso longitudinale i giunti di contrazione servono a prevenire gli effetti di possibili cedimenti differenziali lasciando libera di ruotare la lastra.

Infine esiste un altro tipo di giunto, detto giunto di costruzione, necessario ogni qualvolta si decida di interrompere il getto della pavimentazione, in questo caso si deve disporre una cassaforma in cui si alloggerà il dispositivo di trasferimento del carico verticale tra le due porzioni adiacenti.

Questi dispositivi sono indispensabili per contrastare le forti concentrazioni di tensioni che si hanno quando le ruote sono in prossimità della zona di ripresa.

La disposizione dei giunti comporta però l'inconveniente di permettere la filtrazione dell'acqua al di sotto della lastra; nel caso in cui la ruota del veicolo percorra la zona di giunzione viene indotta una deformazione della lastra che comporta la risalita dell'acqua (fenomeno di pumping).

Questo fenomeno con il tempo porta alla formazione di zone vuote al di sotto della lastra che possono essere molto dannose.

Un'operazione indispensabile per evitare il prematuro consumo dei pneumatici prevede che tutte le giunzioni vengano suturate con del mastice di bitume o con materiali applicabili a freddo quali neoprene o polimeri liquidi.

Siccome la realizzazione dei giunti è piuttosto onerosa e complicata si può, in alcuni casi, procedere alla stesura di reti di acciaio (0,25% della sezione lorda totale) la cui funzione è quella di contrastare l'apertura delle lesioni dovute al ritiro e alle variazioni termiche. Questa soluzione permette il diradamento dei giunti da 10 m a 25 m.

Per poter eliminare completamente l'armatura è necessario ricorrere alla precompressione, di cui però esistono solo delle tratte di pavimentazione aeroportuale del tutto sperimentali.

1.3.3 Le sovrastrutture semirigide

Le sovrastrutture semirigide prevedono, in aggiunta agli strati delle sovrastrutture flessibili, uno strato di base in misto cementato interposto tra la fondazione e lo strato di base in conglomerato bituminoso al fine di aumentare la rigidità complessiva del pacchetto.

Il misto cementato è lo strato di base di più recente utilizzo, è stato introdotto nelle pavimentazioni stradali a causa dell'aumento del traffico pesante che porta al rapido deterioramento delle strutture flessibili (Figura 1.8 & Figura 1.9).

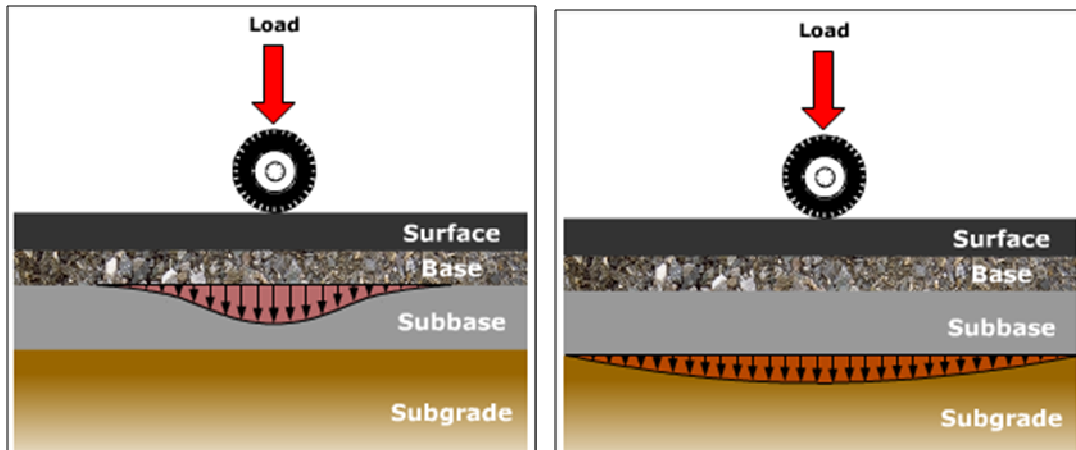


Figura 1.8 & Figura 1.9 Rappresentazione della distribuzione dei carichi negli strati di base e di misto-cementato.

Utilizzare una base di questo tipo aiuta sicuramente gli strati superficiali migliorando la loro resistenza a trazione e a fatica.

E' però bene evitare di utilizzare strati con rigidità molto superiore a quella degli strati superficiali, pena la formazione di rotture anche piuttosto estese sui manti di usura.

Lo strato di base in misto cementato è costituito da aggregati di frantumazione o naturali, cemento (3-5% in peso) ed acqua (5-7% in peso).

1.3.4 Le sovrastrutture ad elementi

Nei centri urbani una alternativa all'utilizzo del conglomerato bituminoso è rappresentata dalle pavimentazioni ad elementi, in particolare quelle costituite da masselli autobloccanti in calcestruzzo (figura 1.10).

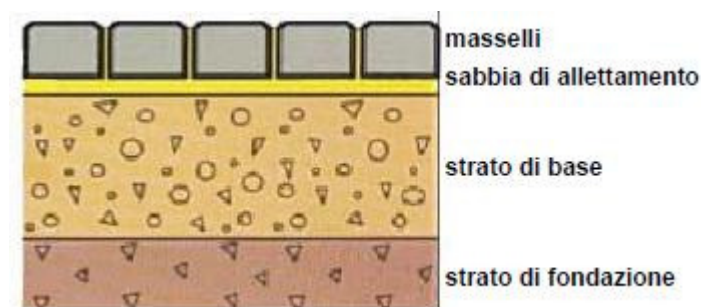


Figura 1.10 strati di una sovrastruttura ad elementi

I masselli autobloccanti sono degli elementi che, sotto l'azione del traffico, tendono ad autobloccarsi per mutua azione sulle superfici laterali o verticali.

Gli strati che compongono la pavimentazione in masselli sono:

- strato di masselli autobloccanti
- strato di sabbia di allettamento
- strato di base (non sempre presente)
- strato di fondazione

1.4 Ruolo dei geosintetici nelle sovrastrutture stradali

I geosintetici sono materiali costituiti da fibre organiche oppure sintetiche spesso utilizzati in campo stradale come rinforzo.

L'impiego sempre crescente dei geosintetici si deve a diversi fattori:

- permettono di costruire opere che con materiali tradizionali risulta difficile;
- consentono l'utilizzo di materiali meno pregiati e meno costosi.

Si possono classificare i vari geosintetici in diverse modalità:

1) In base alla funzione esplicata:

- Separazione
- Impermeabilizzazione
- Filtrazione
- Rinforzo
- Drenaggio
- Protezione dall'erosione

2) In base al polimero costituente:

- Polietilene (PE)
- Polipropilene (PP)
- Poliestere (PET)
- Poliammide (PA)

3) In base alla tipologia del prodotto:

- Geotessili non tessuti (figura 1.11):

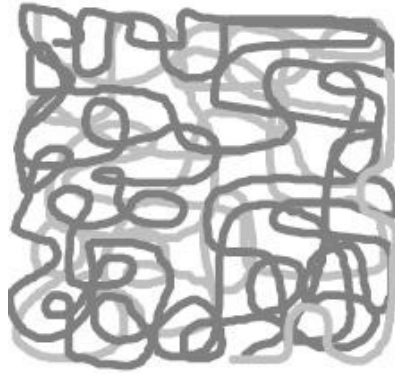


Figura 1.11 Trama caotica, geotessile non tessuto.

Sono materiali di colore bianco e risultano avere una disposizione caotica dei filamenti per poter soddisfare al meglio la proprietà di filtrazione, le fibre possono essere agugliate o termosaldate. Possono essere usati come elementi di separazione o elementi filtranti.

- Geotessili tessuti (figura 1.12):

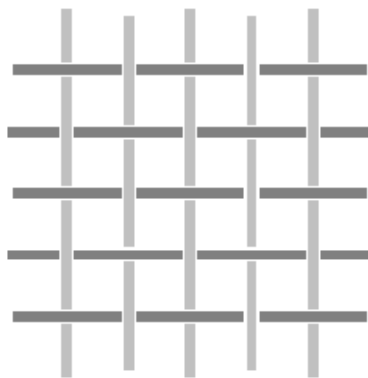


Figura 1.12 Trama e ordito, Geotessile tessuto.

Sono materiali di color bianco con una disposizione ordinata dei filamenti secondo trama e ordito, le fibre possono essere a bandeletta o monofilamento, possono essere utilizzati sia come elementi di separazione o elementi filtranti.

- Geogriglie (figure 1.13; 1.14):

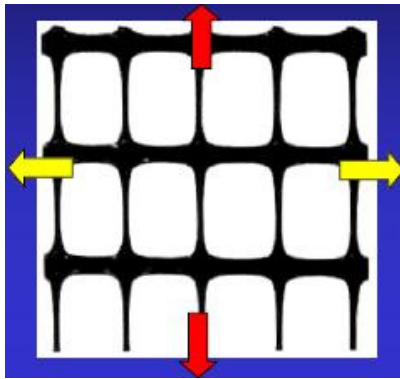


Figura 1.13 geogriglia bidirezionale.

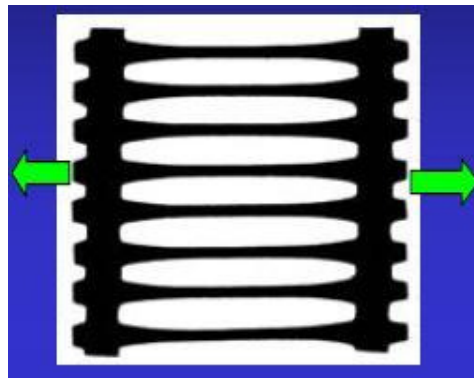


Figura 1.14 Geogriglia monodirezionale

Possono essere monodirezionali (stiratura effettuata lungo una direzione) o bidirezionali (stiratura effettuate in entrambi le direzioni). Mettono in atto una notevole aderenza con il terreno (ingranamento tra geogriglia e terreno), minimizzando il fenomeno dello sfilamento. Risultano essere piuttosto resistenti nei confronti delle radiazioni ultraviolette.

- Geomembrane :

Possiedono una permeabilità piuttosto ridotta perciò vengono utilizzate spesso come elementi impermeabili (protezione calotte di gallerie, barriere anti risalita capillare dell'acqua), sono estremamente deformabili e perciò facili da posizionare in sito.

- Georeti (figura 1.15):

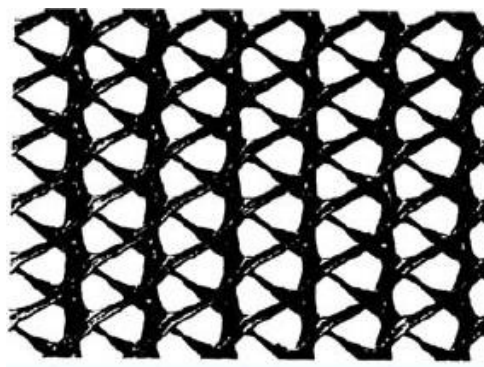


Figura 1.15 Georete.

Vengono realizzate tramite estrusione di fili di polietilene o polipropilene, grazie alla loro struttura consentono una buona permeabilità, grazie alla quale sono utilizzate principalmente per applicazioni di drenaggio.

- Geostuoie (figura 1.16):

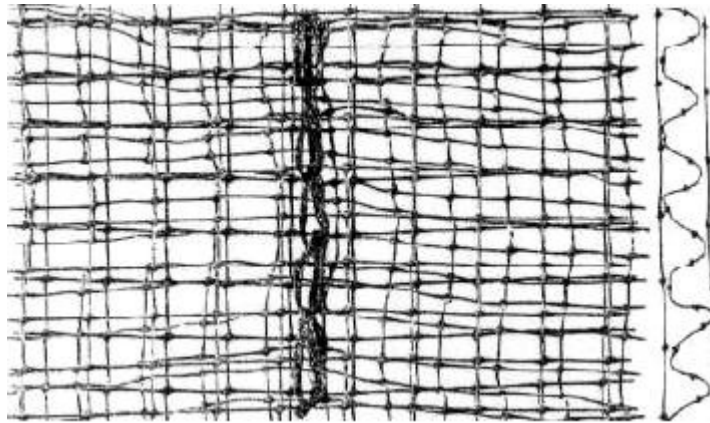


Figura 1.16 Geostuoie

Sono costituite da una struttura di tipo caotico, si utilizzano come elementi di protezione o drenanti.

- Geocelle (figura 1.17):

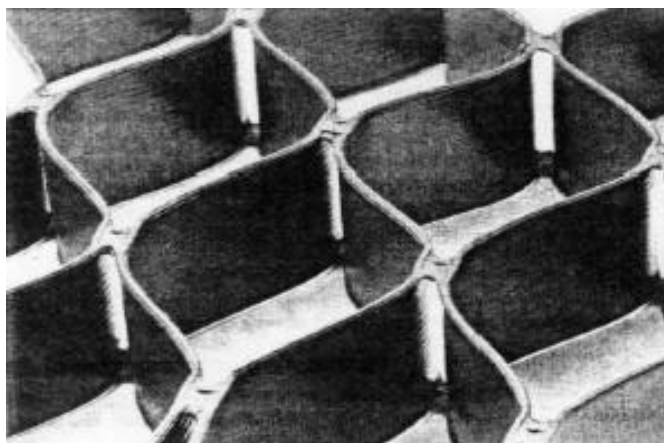


Figura 1.17 Geocelle

Sono costituite da una struttura tridimensionale in genere di tipo esagonale, si utilizzano principalmente per la stabilizzazione superficiale e la difesa dell'erosione.

- Bioreti (figura 1.18):



Figura 1.18 Bioreti

Sono costituite da fibre naturali, si utilizzano per stabilizzazione superficiale e per la difesa dall'erosione.

Altre tipologie di geosintetici sono:

- Biostuoie: sono costituite da fibre vegetali di tipo rinforzato, si utilizzano su pendii e scarpate con funzione provvisoria.
- Biocelle: sono costituite da strisce di fibre naturali, le si utilizzano per migliorare la resistenza all'erosione superficiale di scarpate e pendii.

Una volta fissata una soglia di deformazione o di degrado che decreta la fine della vita utile di una pavimentazione, qualunque materiale o accorgimento che consente un aumento del numero di cicli di carico necessari a produrre tale danneggiamento può considerarsi "rinforzo" (figura 1.19):

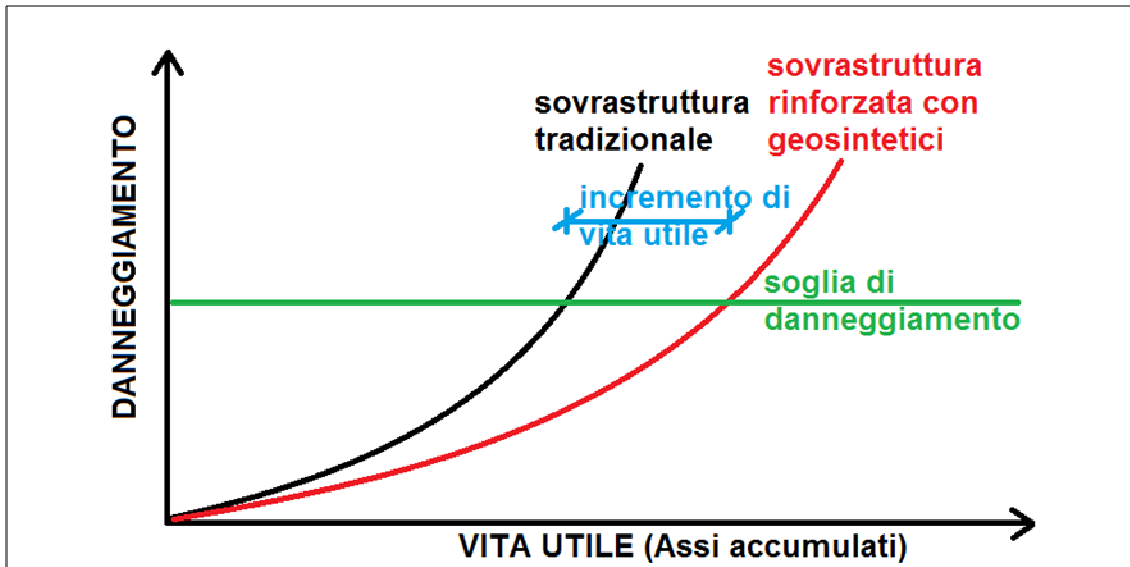


Figura 1.19 Grafico di come un geosintetico può incrementare la vita utile di una pavimentazione.

Un problema frequente delle pavimentazioni stradali è la riduzione di portanza della fondazione.

Tale fenomeno può essere locale, per plasticizzazione del sottofondo, oppure diffuso, per effetto di una perdita delle caratteristiche meccaniche dello strato di fondazione.

Nel caso in cui il sottofondo presenti punti particolarmente cedevoli, ovvero punti che nel tempo possano perdere una parte significativa della propria portanza, si possono avere sfondamenti localizzati della sovrastuttura.

Tali fenomeni sono frequenti in presenza di sottofondi argillosi per i quali anche piccole infiltrazioni di acqua possono modificarne le caratteristiche.

In presenza di sottofondi argillosi (e vale la pena di sottolineare che nel nostro paese tale condizione è quella ordinaria), soprattutto in presenza di elevati tassi di umidità, si possono verificare anche risalite di materiale argilloso verso i vuoti dello strato di fondazione con conseguente contaminazione di quest'ultimo materiale.

La contaminazione del materiale arido della fondazione ne riduce le proprietà meccaniche con conseguente calo della rigidezza flessionale dell'intera pavimentazione.

A parità di carico aumentano le sollecitazioni, ovvero, si riduce il numero di cicli di carico supportabili dalla sovrastruttura e di conseguenza la vita utile.

Il rinforzo della fondazione si ottiene interponendo, ad esempio fra il sottofondo e lo strato di fondazione, un geotessile non tessuto di adeguata grammatura capace di evitare la contaminazione del materiale di fondazione.

Risultano idonei i geotessili agugliati, poiché poco rigidi e piuttosto resistenti ad azioni di punzonamento. Infatti, durante la posa e l'installazione, i geotessili rigidi (come i termosaldati) possono riportare rotture e lacerazioni che ne compromettono la funzione anticontaminante.

Il rinforzo degli strati legati, invece, è più complesso a causa delle peculiarità del materiale. Il conglomerato bituminoso ha proprietà meccaniche fortemente dipendenti dalla temperatura e pertanto, in presenza di medesime condizioni di carico, reagisce in modo differente.

A bassa temperatura presenta un'elevata rigidità con modulo elastico elevato ($E = 4.00 \div 10.00$ MPa); in tali condizioni il comportamento degli strati legati è assimilabile a quello di una piastra inflessa con sollecitazione di trazione sotto il carico all'intradosso (nella strato di base) e all'estradosso (nello strato di usura) esternamente all'impronta di carico.

Tali sollecitazioni sono estremamente pericolose poiché a bassa temperatura il conglomerato bituminoso diviene fragile e perde buona parte della resistenza a fatica.

All'aumentare della temperatura si riduce sensibilmente il modulo elastico ($E = 1.00 \div 2.00$ MPa) e il comportamento tende a quello di terreni coesivi.

Il materiale recupera in fragilità, ma accresce la deformabilità (inclusa quella viscosa), pertanto, superando la soglia di resistenza del materiale, crescono le deformazioni permanenti dovute al ripetersi dei carichi (ormaiamento) e in presenza di carichi importanti possono verificarsi apprezzabili rifluimenti lateralmente all'area di carico.

Il rinforzo degli strati bituminosi richiede l'inserimento al loro interno di una geogriglia dotata di elevata rigidità a trazione, caratterizzata da uno spessore contenuto e da un elevato rapporto vuoto/pieni in modo da non introdurre

discontinuità strutturali nello strato in cui è inserita (o fra gli strati tra i quali è interposta).

Il posizionamento della geogriglia dipende dalla problematica che si intende affrontare.

Il rinforzo per le basse temperature va localizzato nello strato di base in modo da innalzare la rigidezza flessionale (e cioè di ridurre le massime sollecitazioni) e, nel contempo, conferire duttilità flessionale in caso di fessurazione (cioè innalzare il numero di cicli di carico necessari per portare a rottura la sovrastruttura).

Laddove, invece, si debba rinforzare la sovrastruttura per fronteggiare problematiche tipiche delle alte temperature, la geogriglia va posta in prossimità dell'estradosso della pavimentazione (per esempio all'interfaccia usura/binder) in modo che possa contrastare immediatamente le espansioni laterali del conglomerato ed aumentare le capacità di diffusione dei carichi da parte degli strati superficiali.

Una geogriglia, posta in prossimità dell'estradosso della pavimentazione, costituisce un importante rinforzo anche per i carichi a componente radente.

Infatti le tensioni tangenziali si diffonderanno negli strati legati e, quando incontreranno un elemento resistente di adeguata rigidezza, saranno assorbite da tale elemento con evidente riduzione di impegno degli strati sottostanti.

Risultano idonee per queste applicazioni geogriglie in fibra di vetro poiché dotate effettivamente di elevata rigidezza (la deformabilità massima è dell'ordine del 2÷3%) e, soprattutto, di proprietà meccaniche che non dipendono dalla temperatura.

1.5 Le pavimentazioni stradali: il deterioramento

La pavimentazione stradale, come ogni altra infrastruttura, è progettata e dimensionata per garantire idonee caratteristiche strutturali e funzionali per un certo intervallo di tempo pari alla vita utile dell'infrastruttura.

Al termine della vita utile della pavimentazione è richiesto il rifacimento della stessa con il ripristino o incremento delle caratteristiche prestazionali richieste dalle condizioni al contorno.

Può comunque succedere che prima del raggiungimento della vita utile dell'infrastruttura sia indispensabile intervenire mediante risanamento e manutenzione ordinaria.

Le cause del deterioramento di una pavimentazione stradale sono principalmente due:

- gli agenti atmosferici
- il traffico veicolare.

I raggi ultravioletti del sole provocano, in modo continuo, un lento indurimento del bitume; questo causa una riduzione dell'elasticità e la formazione di fessure in presenza di sensibili gradienti termici. Una volta che il manto ha perso la propria capacità strutturale a causa delle suddette fessure, la pavimentazione tende a deteriorarsi ad un ritmo sempre crescente per effetto della penetrazione dell'acqua.

Gli effetti del carico dovuto al traffico causano lo sviluppo di solchi e incrinature all'interno della struttura della pavimentazione.

Ogni veicolo in transito provoca una lieve deformazione temporanea alla struttura della pavimentazione, ma bisogna tenere conto che la deformazione indotta da un veicolo leggero è talmente piccola da essere irrilevante mentre i veicoli pesanti provocano deformazioni relativamente ampie.

Il passaggio di numerosi automezzi ha un effetto cumulativo che genera gradualmente deformazioni permanenti e/o incrinature da fatica, accelerando così il fenomeno di deterioramento.

Una volta che l'incrinatura s'insinua attraverso il manto protettivo, l'acqua penetra nella struttura sottostante della pavimentazione.

L'effetto d'ammorbidimento dell'acqua comporta una riduzione della resistenza che a sua volta provoca un aumento del grado di deterioramento.

Inoltre, l'acqua trasmette prevalentemente carichi verticali sotto forma di pressioni che erodono rapidamente la struttura del materiale granulare e provocano la separazione del bitume dall'aggregato.

In queste condizioni le frazioni fini del materiale della pavimentazione sono espulse verso l'altro attraverso le fessure, con il conseguente sviluppo di vuoti d'ampie dimensioni all'interno della pavimentazione.

La formazione di buche ed il rapido deterioramento della pavimentazione sono l'immediata conseguenza del logorio della sede stradale.

Nei casi in cui la temperatura scende sotto i 4°C, l'eventuale acqua presente nella pavimentazione si espande creando pressioni idrauliche, persino in assenza di carichi veicolari.

La deformazione causata da ripetuti cicli gelo/disgelo rappresenta l'aspetto più grave per una pavimentazione caratterizzata da fessure e ne provoca il disfacimento.

Le pavimentazioni, quindi, possono subire sostanzialmente due tipi di danneggiamenti, il primo è proprio dei manti di usura e degli strati superficiali, e consiste nella diminuzione dell'aderenza comportando una minor sicurezza per i veicoli.

In particolare il fenomeno di usura può essere caratterizzato dall'arrotondamento degli inerti che compongono il manto superficiale, diminuendo l'ingranamento che sta alla base del fenomeno dell'aderenza oppure dalla perdita di elasticità del legante che si disgrega e porta alla formazione di buche anche profonde.

Ovviamente questo fenomeno è evidente nelle pavimentazioni bituminose ove il bitume, essendo un materiale organico, degrada piuttosto velocemente con il tempo e con le variazioni climatiche, ma tutto sommato meno critico in quanto è più facile porvi rimedio. Decisamente più critico è il fenomeno nelle pavimentazioni rigide in cui il degrado del calcestruzzo è di più difficile riparazione se non con interventi piuttosto estesi, ma questo è un fenomeno in genere più lento.

Possiamo concludere questo primo capitolo sottolineando il continuo bisogno di nuovi studi e ricerche che possano portare ad un miglioramento delle caratteristiche delle sovrastrutture stradali cercando di renderle sempre più confortevoli e sicure. E' opportuno inoltre concentrarsi su metodologie e tecnologie in grado di allungare la vita utile delle sovrastrutture con conseguenti vantaggi sia economici che ambientali.

Capitolo 2

I modelli per lo studio delle pavimentazioni flessibili

2.1 Introduzione

Per metodi di modellazione numerica si intendono quegli strumenti attraverso i quali risulta possibile rappresentare la geometria del sistema considerato nella modalità più realistica possibile, attraverso cicli di calcolo in tempi ragionevoli senza tralasciare la descrizione del comportamento tenso-deformativo.

Grazie alla teoria di Hudson (2001), è possibile classificare le varie metodologie di modellazione numerica in quattro grandi categorie (figura 2.1) (Vignali, 2006):

- Metodi di tipo A, basati sull'esperienza del progettista;
- Metodi di tipo B, impostati su modelli analitici semplificati;
- Metodi di tipo C, che prevedono modellazioni mirate a descrivere solo i meccanismi rilevanti del fenomeno trattato;
- Metodi di tipo D, basati su una modellazione completa del fenomeno studiato.

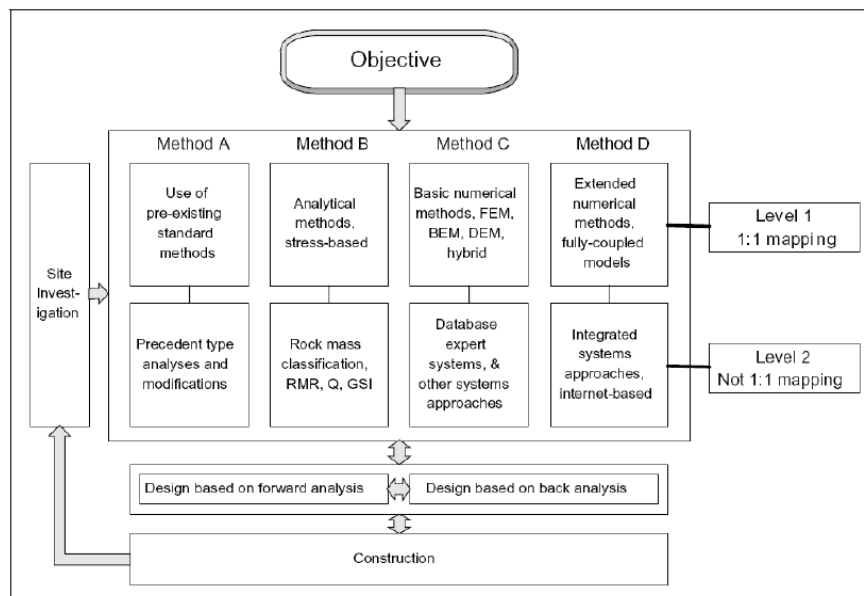


Figura. 2.1 Classificazione dei metodi di modellazione numerica

La scelta del metodo numerico più idoneo al sistema da studiare è sicuramente legata alle informazioni iniziali a disposizione.

Un'altra modalità per classificare i metodi numerici in due grandi gruppi è quella descritta da (Jing, 2003):

- **Metodi al continuo:** schematizzano il sistema come un dominio discretizzato in “unità elementari” di forma geometricamente semplice (triangoli, quadrilateri, tetraedri, ecc..) le quali, pur deformandosi, rimangono costantemente in contatto reciproco attraverso le relative superfici di separazione. Il mezzo così composto conserva in tutti i suoi elementi le proprietà osservate nell'insieme, per cui lo studio può essere condotto a livello fenomenologico anziché a livello “atomico”;
- **Metodi discontinui:** rappresentano il sistema come un insieme di corpi discreti e distinti che interagiscono tra loro solo in caso di reciproco contatto (come nel caso del software PFC3d). Il comportamento meccanico del mezzo è descritto tracciando l'andamento delle forze che si sviluppano nei punti di contatto ed i movimenti dei singoli elementi che lo compongono. Infatti, mentre nei metodi al continuo i contatti fra “unità elementari” rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, in quelli discontinui vengono aggiornati ad ogni iterazione in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi.

Grazie a questa peculiarità è possibile indagare l'evoluzione della risposta del sistema in condizioni di equilibrio stabile, limite ed a rottura, oltre la quale, a differenza dei metodi al continuo, è ammessa la separazione del dominio in blocchi che continuano a risentire delle sollecitazioni agenti.

I metodi al continuo li possiamo suddividere in tre differenti categorie (Jing, 2003):

- Il Metodo delle Differenze Finite (Finite Difference Method – FDM);
- Il Metodo degli Elementi Finiti (Finite Element Method - FEM);
- Il Metodo degli Elementi di Contorno (Boundary Element Method - BEM).

Della seconda categoria fa parte il Metodo degli Elementi Discreti (Discrete Element Method - DEM).

Esistono inoltre dei metodi ibridi, come ad esempio quelli FEM/DEM o DEM/BEM.

2.2 Il metodo delle differenze finite FDM

2.2.1 I concetti di base

Il Metodo delle Differenze Finite (FDM) è il procedimento numerico più antico, utilizzato al fine di ottenere soluzioni approssimate delle equazioni differenziali non lineari alle derivate parziali (per semplicità indicate come Partial Differential Equations - PDEs) (Jing, 2003).

L'idea fondamentale su cui si basa è quella di sostituire le derivate parziali delle funzioni obiettivo (ad esempio lo spostamento) con delle differenze definite su determinati intervalli del dominio del problema nelle tre direzioni principali Δx , Δy , Δz (Wheel, 1996). La soluzione del sistema di equazioni algebriche così ottenuto fornisce in tutti i nodi il valore della funzione obiettivo che soddisfa sia le PDEs, sia le particolari condizioni al contorno.

Il FDM utilizza generalmente griglie regolari come mostrata la (figura 2.2).

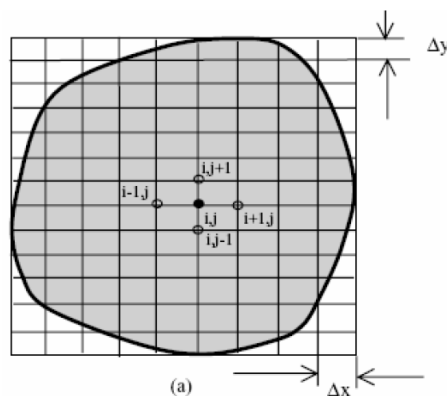


Figura. 2.2 Griglia per il Metodo delle Differenze Finite

Nel caso di uno schema FDM a 5 nodi, ad esempio, le equazioni risultanti nei nodi della griglia (i, j) saranno espresse come combinazione dei valori della funzione nei quattro nodi adiacenti

Applicando il teorema di Navier al punto generico (i, j) si ottiene:

$$\begin{aligned}u_x^{i,j} &= a_1 \cdot u_x^{i-1,j} + a_2 \cdot u_x^{i,j-1} + a_3 \cdot u_x^{i,j+1} + a_4 \cdot u_x^{i+1,j} + a_5 \cdot u_x^{i+1,j+1} + a_6 \cdot F_x^{i,j} \\u_y^{i,j} &= b_1 \cdot u_y^{i-1,j} + b_2 \cdot u_y^{i,j-1} + b_3 \cdot u_y^{i,j+1} + b_4 \cdot u_y^{i+1,j} + b_5 \cdot u_y^{i+1,j+1} + b_6 \cdot F_y^{i,j}\end{aligned}$$

Dove:

a_k e b_k ($k=1,2,...,6$) sono funzione degli intervalli Δx e Δy della griglia e delle proprietà elastiche del solido;

$F_x^{i,j}$ ed $F_y^{i,j}$ sono le forze in direzione x ed y applicate nel punto (i, j) .

L'insieme di tali equazioni valutate in tutti i punti della mesh produrrà un sistema la cui soluzione può essere ottenuta per mezzo di metodi diretti o iterativi.

2.2.2 Vantaggi e limiti del metodo FDM

Il concetto di base su cui si fonda il Metodo delle Differenze Finite (FDM) è la discretizzazione diretta delle PDEs che governano il problema mediante la sostituzione delle derivate parziali con differenze definite sul contorno dei punti della griglia. In particolare per approssimare le PDEs nell'intorno dei punti campionati non si utilizzano funzioni di interpolazione (come invece accade nel FEM e nel BEM), poiché la configurazione della mesh adottata è tale da generare valori della funzione obiettivo nei punti rappresentativi con intervalli tanto piccoli da rendere gli errori così introdotti non significativi. Per questo motivo il metodo FDM è la tecnica più diretta ed intuitiva per la soluzione delle PDEs (Jing, 2003).

Essendo basato su una griglia regolare e non deformabile, il FDM risulta poco adatto alla modellazione numerica di problemi complessi di meccanica

delle terre e delle rocce, in quanto non è completamente in grado di valutare le condizioni al contorno la non omogeneità del materiale.

Possiamo perciò affermare che il metodo FDM lascia per così dire inalterato il modello fisico e discretizza le equazioni differenziali del problema dove l'algoritmo delle equazioni alle differenze finite aumenta di efficacia al crescere del numero dei punti di intersezione della griglia, che va a sovrapporsi al dominio di definizione della funzione incognita.

Se però entrano in gioco delle geometrie di sistema irregolari o con particolari condizioni al contorno, tale metodo risulta di difficile applicazione.

2.3 Il metodo degli elementi finiti FEM

2.3.1 I concetti di base

Il Metodo degli Elementi Finiti (Finite Element Method - FEM), proposto per la prima volta da Clough nel 1960, è uno dei procedimenti numerici più popolari nelle scienze ingegneristiche.

Il concetto di base su cui si fonda è la schematizzazione di una struttura continua come un insieme formato da tanti sottodomini di volume finito e forma elementare, che non si compenetrano (figura 2.3 a, 2.3 b).

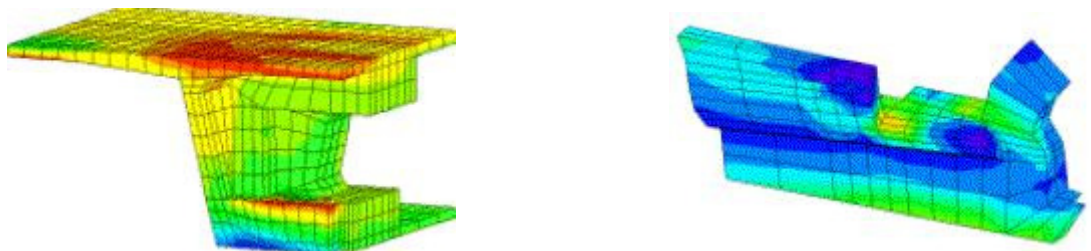


Figure 2.3a, 2.3b Visualizzazione di domini formati da tanti sottodomini.

Si ipotizza inoltre che gli spostamenti di un punto interno ad un elemento siano funzioni degli spostamenti nodali tramite opportune funzioni del punto dette funzioni di spostamento (Brauer, 1988).

Il problema elastico del continuo considerato, la cui esatta formulazione conduce a sistemi di equazioni differenziali alle derivate parziali definiti da

opportune condizioni al contorno, viene così discretizzato e ricondotto in via approssimata alla soluzione di un sistema di equazioni lineari (Cesari, 2002).

Per compiere un'analisi FEM sono quindi necessari tre passaggi:

- **La discretizzazione del dominio:** consiste nella suddivisione del dominio in un numero finito di elementi tra loro contigui, di forma regolare (triangoli, quadrilateri, ...), definiti da un numero fissato di nodi (figura 2.4);

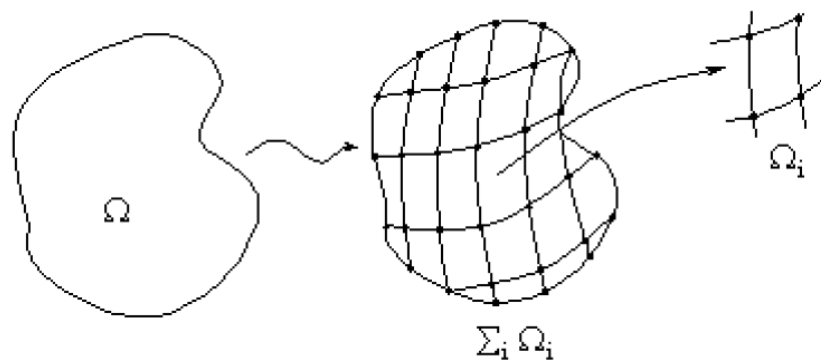


Figura 2.4 Suddivisione del dominio di integrazione Ω in sottodomini Ω_i

- **L'approssimazione locale:** si ipotizza che la funzione incognita u_i^e (ad esempio lo spostamento) possa essere approssimata per ciascun elemento mediante una funzione nodale u_i^j che, dovendo soddisfare le PDEs, assume la forma (Cesari, 2002):

$$u_i^e = \sum_{j=1}^M N_{ij} \cdot u_i^j$$

dove i termini N_{ij} sono chiamate funzioni forma (o funzioni di interpolazione) ed M è il numero degli elementi. In questo modo è possibile legare gli spostamenti generici dentro all'elemento a quelli nodali. Le funzioni di forma hanno un ruolo importante poiché

rappresentano il polinomio che approssima il valore esatto degli spostamenti e quindi determinano la convergenza del metodo;

- **L'assemblaggio e la soluzione dell'equazione matriciale globale:** usando le funzioni forma, le PDEs "originali" del problema sono sostituite da un sistema di equazioni algebriche che assumono la seguente forma (Cesari, 2002):

$$\sum_{i=1}^N [K_{ij}^e] \cdot \{u_i^e\} = \sum_{i=1}^N (f_i^e) \quad \text{oppure} \quad [K] \cdot \{u\} = \{F\}$$

Dove:

$[K_{ij}^e]$ è la matrice di rigidezza;

$\{u_j^e\}$ è il vettore dei valori nodali della variabile incognita, ad esempio lo spostamento;

$\{f_i^e\}$ è il vettore che contiene le forze interne all'elemento, che tiene conto delle condizioni iniziali e di quelle al contorno.

2.3.2 Vantaggi e limiti del metodo FEM

La vasta diffusione del Metodo degli Elementi Finiti, testimoniata dall'ampia disponibilità di nuovi e sempre più evoluti software di calcolo in commercio, è in gran parte legata alla sua flessibilità nel tener conto della disomogeneità dei materiali e della loro anisotropia, di condizioni al contorno anche complesse e di problemi dinamici. La precisione ottenuta dipende principalmente dalla dimensione dell'intervallo di suddivisione utilizzato per la mesh: la riduzione che si ottiene sull'errore compiuto è proporzionale alla distanza reciproca tra i nodi della griglia, in quanto più ravvicinati sono i nodi migliore è la significatività dei risultati. Per questo motivo, per geometrie complesse si ricorre generalmente a mesh raffittite con passo non costante, che aumenta nelle zone di maggiore interesse (Cesari, 2002).

Lo svantaggio principale di questa tecnica numerica rimane la scarsa capacità di rappresentare il comportamento tenso-deformativo di sistemi soggetti a rottura in quanto, essendo un metodo al continuo, non ammette la separazione reciproca tra gli elementi infinitesimi. A tal proposito Goodman (1968), assumendo che le tensioni di contatto ed i relativi spostamenti lungo le fratture di spessore teorico nullo seguissero una relazione lineare con le rigidità normale e tangenziale, propose un element joint che potesse essere direttamente incorporato in un processo FEM con un'equazione di equilibrio globale data da (figura 2.5):

$$k^G \cdot u^G = f^G$$

dove k^G è una matrice simmetrica i cui elementi sono definiti rispettivamente dalla rigidità normale e tangenziale, dalla lunghezza dell'elemento e dal suo orientamento rispetto al sistema di riferimento globale. Il vettore u^G è il vettore degli spostamenti nodali dei quattro nodi (i, j, k, l) che lo definiscono.

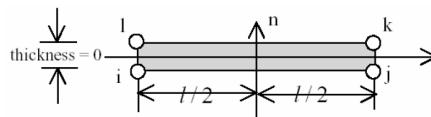


Figura 2.5 Element joint secondo Goodman

Per consentire il completo distacco dell'element joint da quelli adiacenti, caratteristica non ammessa nella formulazione di Goodman, Zienkiewicz (1970) propose una nuova tipologia di element joint a sei nodi, due dei quali aggiuntivi nella sezione di mezzeria (figura b).

Nel 1973 Ghaboussi presentò inoltre un nuovo element joint, di spessore finito (t), basato sulla teoria della plasticità, ricorrendo agli spostamenti relativi tra le due facce opposte di una frattura come sistemi incogniti indipendenti (figura 2.6a).

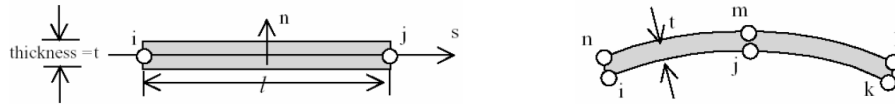


Figura 2.6 a) Element joint secondo Ghaboussi Figura 2.6 b) Element joint secondo Zienkiewicz

Grazie a questo metodo si sono raggiunti dei risultati ma comunque lo studio delle lesioni e del loro meccanismo di propagazione, resta ancor oggi il fattore maggiormente limitativo nell'applicazione del FEM.

2.4 metodo degli elementi al contorno BEM

2.4.1 I concetti di base

Al contrario del FEM e del FDM, il Metodo degli Elementi di Contorno (Boundary Element Method – BEM) adotta una discretizzazione non su tutto il dominio ma solo sul contorno e ne determina una soluzione attraverso un'equazione integrale basata sui teoremi di Betti e di Somigliana.

Per un dominio Ω con confine Γ avente versore normale uscente n_i e con forza applicata costante f_i l'equazione diventa:

$$c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} t_{ij}^* \cdot u_j \cdot d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* \cdot t_j \cdot d\Gamma + \int_{\Gamma} \frac{\partial u_{ij}^*}{\partial n} \cdot f_j \cdot d\Gamma$$

Dove u_j e t_j sono i vettori spostamento sul contorno Γ , i termini u_{ij}^* e t_{ij}^* sono chiamati nuclei spostamento e c_{ij} è detto termine libero, determinato dalla geometria locale della superficie di confine ($c_{ij} = 1$ quando il punto è interno al dominio).

La risoluzione dell'equazione sopra descritta richiede i seguenti passi:

- Discretizzazione del confine Γ con un numero finito di elementi di contorno: nei problemi 2D gli elementi sono segmenti di linea, che possono avere un nodo al centro dell'elemento (elemento costante), due nodi ai due estremi (elemento lineare) o tre nodi di cui due di

estremità ed uno centrale (elemento quadratico). Definito con N il numero totale degli elementi di bordo si può scrivere:

$$c_{ij} \cdot u_j + \sum_{k=1}^N \int_{\Gamma} t_{ij}^* \cdot u_j \cdot d\Gamma = \sum_{k=1}^N \int_{\Gamma} u_{ij}^* \cdot t_j \cdot d\Gamma + \sum_{k=1}^N \int_{\Gamma} \frac{\partial u_{ij}^*}{\partial n} \cdot f_j \cdot d\Gamma$$

- Approssimazione delle funzioni in prossimità degli elementi di bordo mediante funzioni di forma (N_k), in modo simile a ciò che accade nel FEM. Le funzioni spostamento per i vari elementi sono espresse come la somma dei valori nodali:

$$u_i = \sum_{k=1}^m N_k u_i^k \quad t_i = \sum_{k=1}^m N_k t_i^k$$

Dove m è l'ordine dell'elemento (1, 2 o 3 per i problemi 2D) ed u_i^k e t_i^k sono i valori degli spostamenti nodali nel nodo k . Ponendo:

$$T_{ij} = \int_{\Gamma} t_{ij}^* \cdot N_j \cdot d\Gamma \quad U_{ij} = \int_{\Gamma} u_{ij}^* \cdot N_j \cdot d\Gamma \quad B_i = \int_{\Gamma} \frac{\partial u_{ij}^*}{\partial n} \cdot f_j \cdot d\Gamma$$

L'equazione $c_{ij} \cdot u_j + \int_{\Gamma} t_{ij}^* \cdot u_j \cdot d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* \cdot t_j \cdot d\Gamma + \int_{\Gamma} \frac{\partial u_{ij}^*}{\partial n} \cdot f_j \cdot d\Gamma$ può essere scritta in forma matriciale come:

$$[T_{ij}(l, k)] \{u_j(k)\} = [U_{ij}(l, k)] \{t_j(k)\} + \{B_i(k)\}$$

Dove:

$i, j = 1, 2$ per i problemi 2D e 1, 2, 3 per i problemi 3D;

$l, k = 1, 2, \dots, N$;

$$T_{ij}(l, k) = c_{ij} \cdot \delta_{l, k} + \int_{\Gamma} t_{ij}^* \cdot N_j \cdot d\Gamma$$

- Valutazione degli integrali T_{ij} , U_{ij} e B_i ;

- Imposizione delle condizioni al contorno ottenendo come forma finale della $[T_{ij}(l, k)]\{u_j(k)\} = [U_{ij}(l, k)]\{t_j(k)\} + \{B_i(k)\}$ l'equazione:

$$[A]\{x\} = \{b\}$$

Dove la matrice globale $[A]$ deriva da T_{ij} ed U_{ij} , il vettore incognito $\{x\}$ è costituito dagli spostamenti incogniti ed il vettore noto $\{b\}$ è la somma del vettore delle forze agenti sul corpo $\{B_i\}$ e dei prodotti di T_{ij} con gli spostamenti noti.

L'equazione risultante, a differenza delle matrici sparse e simmetriche tipiche del FEM, è solitamente asimmetrica e fornisce i valori degli spostamenti incogniti nei nodi;

- Valutazione degli spostamenti e delle tensioni all'interno del dominio in funzione di quelli nodali noti.

2.4.2 Vantaggi e limiti del metodo BEM

Il Metodo degli Elementi al Contorno comporta generalmente una riduzione della dimensione del modello computazionale rispetto al FEM o al FDM, in quanto richiede una discretizzazione solo sul contorno del dominio invece che su tutta la sua estensione. Grazie alla sua formulazione integrale diretta, a parità di livello di discretizzazione, il BEM fornisce una precisione dei risultati maggiore rispetto a quella ottenuta con tecniche FEM o FDM.

In generale, però, il BEM non è efficiente come il FEM nel tener conto dell'eterogeneità dei materiali, perché non è caratterizzato da tanti sottodomini quanti sono gli elementi infinitesimi del FEM. Inoltre non è funzionale quanto quest'ultimo nel simulare il comportamento non lineare dei materiali, motivo per cui è più adatto ad analizzare corpi elastici, lineari ed omogenei (Jing, 2003).

Analogamente agli altri metodi precedentemente esaminati anche il BEM manifesta qualche difficoltà nel simulare il comportamento tenso-deformativo di un sistema dotato di discontinuità.

2.5 Il metodo degli elementi discreti DEM

2.5.1 I concetti di base

Il Metodo degli Elementi Discreti (DEM) risulta più recente se confrontato con quelli precedenti; le sue origini risalgono al 1971 quando Goodman e Cundall lo applicarono ad un problema di meccanica delle rocce.

È un metodo discontinuo che schematizza il sistema come un insieme di corpi indipendenti che interagiscono tra loro attraverso i punti di reciproco contatto, i quali sono i responsabili della trasmissione delle forze all'interno del mezzo. L'interazione tra gli elementi è considerata come un processo dinamico che raggiunge l'equilibrio quando le sollecitazioni interne al sistema sono bilanciate. Le forze e gli spostamenti del mezzo si ricavano tracciando i movimenti dei singoli corpi che lo compongono, i quali sono il risultato della propagazione all'interno del terreno di cause di disturbo che hanno origine ai confini del modello (Choi, 1992). In particolare si applica la seconda legge di Newton agli elementi e la legge forza-spostamento ai punti di contatto. La prima è utilizzata per determinare il moto delle singole unità causato dalle sollecitazioni agenti su esse; la seconda serve per aggiornare le forze di contatto conseguenti (Jing, 2003).

Per ottenere una soluzione del modello DEM conforme alla realtà da simulare, devo considerare questi passi:

- Suddivisione del dominio del problema ed identificazione della tipologia di elementi con cui suddividere il sistema;
- Rappresentazione della deformazione dei singoli blocchi (che possono essere rigidi o deformabili);
- Sviluppo di un algoritmo per l'identificazione dei contatti;
- Formulazione delle equazioni del moto del sistema;
- Integrazione delle equazioni del moto ed aggiornamento dei contatti tra i blocchi, che variano in conseguenza dei movimenti e delle deformazioni cui è soggetto il sistema.

2.5.2 Vantaggi e limiti del metodo DEM

La differenza fondamentale tra il Metodo degli Elementi Discreti e quelli precedentemente citati risiede nel fatto che, mentre in questi ultimi i contatti fra “unità elementari” rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, nel DEM sono aggiornati ad ogni iterazione in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi.

La definizione della mesh e dei modelli costitutivi dei materiali è sostituita dalla determinazione della distribuzione e delle dimensioni degli elementi che compongono il sistema e dalla descrizione del comportamento dei contatti (Calvetti, 2003).

Nel DEM lo stato tensionale di partenza non può essere specificato in modo indipendente dalla distribuzione iniziale delle singole unità, dato che dalla loro posizione relativa dipendono le forze di contatto (Lin et al., 1997).

É inoltre possibile indagare l'evoluzione della risposta del sistema in condizioni di equilibrio stabile, limite ed a rottura, oltre la quale, a differenza dei metodi al continuo, ammette la separazione del dominio in blocchi che continuano a risentire delle sollecitazioni agenti.

Per questo motivo il DEM è particolarmente indicato per modellare fenomeni di interazione fra oggetti discreti soggetti a grandi deformazioni o a processi di frattura.

Sono disponibili in particolare tre tipologie:

- Il DEM esplicito, basato su una discretizzazione del sistema secondo uno schema FVM;
- Il DEM implicito, detto anche Discontinuous Deformation Analysis Method (DDA), basato su una discretizzazione del sistema secondo uno schema FEM;
- Il DEM particellare, il quale schematizza gli elementi che compongono il sistema come particelle rigide circolari. Questa caratteristica lo rende particolarmente indicato per la modellazione del comportamento dei materiali granulari.

2.6 Il DEM esplicito

Questo metodo si basa su una discretizzazione del sistema secondo uno schema FVM che rappresenta i singoli blocchi componenti il dominio come poligoni concavi o convessi suddivisi in un numero finito di triangoli in 2D e di tetraedri in 3D (figura 2.7a, 2.7b).

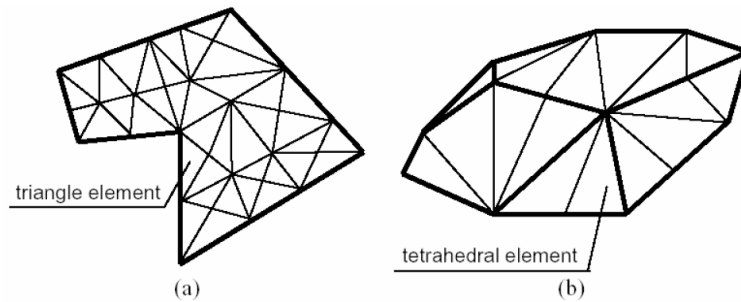


Figura 2.7a, 2.7b Schematizzazione della mesh prevista dal DEM in 2D (a) e 3D (b)

Per la rappresentazione delle deformazioni si ricorre ad una formulazione Lagrangiana esplicita, mentre i contatti sono determinati cinematicamente sulla base della più piccola distanza tra due blocchi contigui.

Il comportamento dinamico del sistema è rappresentato numericamente attraverso un algoritmo che procede per step successivi durante i quali le velocità e le accelerazioni sono assunte costanti. Il DEM ipotizza che ogni time-step sia tanto piccolo che al suo interno le perturbazioni possano propagarsi soltanto da una particella a quelle immediatamente vicine.

In ogni istante le forze risultanti su un qualsiasi elemento sono determinate esclusivamente dalla sua interazione con quelli cui è a contatto. La velocità di propagazione dipende dalle proprietà fisiche del mezzo discreto considerato.

L'interazione tra due blocchi è schematizzata attraverso:

- Un **modello di rigidità**: fornisce una relazione tra la forza di contatto ed il relativo spostamento (figura 2.8):

$$F_n = k_n \cdot U_n \qquad F_t = -k_t \cdot U_t$$

Dove:

F_n è la forza di contatto in direzione normale;

F_t è la forza di contatto in direzione tangenziale;

k_n è la rigidezza normale;

k_t è la rigidezza tangenziale;

U_n è lo spostamento totale in direzione normale al piano di contatto fra due particelle;

U_t è lo spostamento totale in direzione tangenziale al piano di contatto fra due particelle.

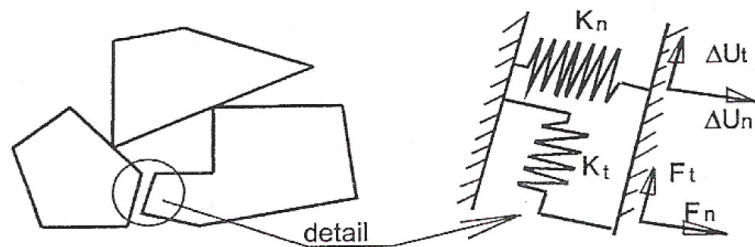


Figura 2.8 Definizione dei contatti nel DEM esplicito

- Un **modello di slittamento**: è una proprietà intrinseca delle entità a contatto. La condizione di slittamento si ha quando la componente tangenziale della forza (F_t^i) eguaglia il valore massimo ammissibile della forza di contatto tangenziale (F_t^{\max}). Questo valore è dato dal coefficiente di attrito minimo tra le entità a contatto (μ) moltiplicato per il modulo della componente normale di compressione della forza (F_n^i).

La condizione di slittamento si può quindi esprimere come (figura 2.9):

$$F_t^i \geq F_t^{\max} = \mu \cdot |F_n^i|$$

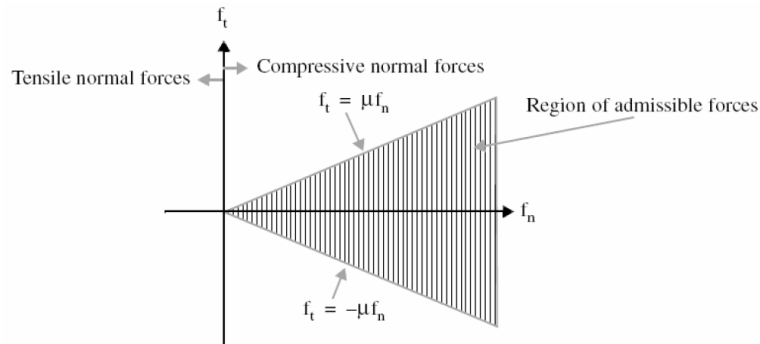


Figura 2.9 Modello di slittamento

- Un **modello di contatto**, che a seconda del comportamento lungo la direzione normale al moto può essere di tipo (Cundall et al., 1992):
 - *soft contact*, se caratterizzato da un valore finito della rigidità normale. Si assume che la forza di contatto sia nulla nel punto di intersezione iniziale dei due corpi e poi proporzionale agli spostamenti dei contatti stessi. Le forze di contatto quindi si generano in seguito alla compenetrazione dei due elementi adiacenti;
 - *hard contact*, se non ammette la compenetrazione tra particelle vicine.

La scelta del tipo di modello da adottare deve essere effettuata sulla base di considerazioni fisiche piuttosto che numeriche. È possibile infatti che uno stesso sistema espliciti diversi comportamenti a seconda delle circostanze (Cundall, 1988): se è caratterizzato da un coefficiente di attrito quasi nullo e da un livello tensionale molto basso, è preferibile una schematizzazione *soft contact*; in caso contrario si addice maggiormente uno schema *hard contact*. Per integrare le equazioni del moto si ricorre a uno schema esplicito alle differenze centrali in opposizione all'approccio implicito usato negli altri metodi numerici al continuo. Le variabili incognite (forze di contatto) di ciascun blocco sono determinate localmente ad ogni time step a partire da quelle note degli elementi immediatamente vicini (Hart et al., 1988). Considerando il blocco i -esimo del sistema, la seconda legge di Newton può essere scritta nella forma (Jing, 2003):

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{F}{m}$$

Dove:

\dot{u} è la velocità;

t è il tempo;

m è la massa del blocco;

F sono le forze applicate all'elemento.

Applicando uno schema esplicito alle differenze centrali il primo termine dell'equazione precedente diventa:

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{\dot{u}^{(t+\Delta t/2)} - \dot{u}^{(t-\Delta t/2)}}{\Delta t}$$

Sostituendo tale equazione in $\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{F}{m}$ si ottiene:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left[g_i + \frac{\sum F_i^{(t)}}{m} \right] \cdot \Delta t$$

Dove:

\dot{u}_i è la velocità del blocco i-esimo;

g_i è l'accelerazione di gravità;

m è la massa del blocco;

F_i è la forza risultante applicata all'elemento.

Analogamente in termini di velocità angolari si ottiene:

$$\dot{\theta}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{\theta}_i^{(t-\Delta t/2)} + \left[g_i + \frac{\sum M_i^{(t)}}{I} \right] \cdot \Delta t$$

Dove:

$\dot{\theta}_i$ è la velocità angolare del blocco i-esimo;

I è il momento d'inerzia dell'elemento;

M_i è il momento risultante applicato all'elemento.

Le velocità così calcolate permettono di aggiornare gli spostamenti (u_i) e la rotazione (θ_i) del blocco:

$$u_i^{(t+\Delta t)} = u_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

$$\theta_i^{(t+\Delta t)} = \theta_i^{(t)} + \dot{\theta}_i^{(t+\Delta t/2)} \cdot \Delta t$$

2.7 Il DEM implicito: il DDA

Il Discontinuous Deformation Analysis Method (DDA), proposto nel 1985 da Shi e Goodman, si origina da un algoritmo di back analysis finalizzato alla determinazione della migliore approssimazione della configurazione deformata di un sistema di blocchi a partire da spostamenti e deformazioni note e si fonda sulla minimizzazione dell'energia totale dell'insieme di elementi in reciproca interazione (Cravero et al, 2003). La prima formulazione ricorreva ad una semplice rappresentazione del moto e delle deformazioni dei blocchi con sei variabili base (tre relative al moto del corpo rigido e tre di deformazione costante), poco adatta per blocchi di forma irregolare. Lo sviluppo fondamentale si è avuto con l'introduzione della discretizzazione in elementi FEM la quale prevede la schematizzazione di ogni singolo "elemento discreto" in "elementi finiti" (Cheng et al., 1998 e 2002).

Dalla seconda legge della termodinamica un sistema soggetto a carichi esterni e/o interni si muove o si deforma nella direzione che produce il minimo dell'energia totale (E), la quale è pari alla somma dell'energia potenziale (U), di quella cinetica (K) e di quella dissipata (W) secondo la formula (Jing, 1998):

$$E = U + K - W$$

Minimizzando la formula rispetto allo spostamento (d) si ricava l'equazione del moto del blocco corrispondente (Jing, 1998):

$$\frac{\partial E}{\partial d} = \frac{\partial U + \partial K - \partial W}{\partial d} = 0$$

Svolgendo lo stesso procedimento per tutti gli elementi del dominio, si ottiene un sistema di equazioni algebriche da risolvere secondo la tecnica FEM. Considerando un dominio costituito da N blocchi, aventi ognuno m_i nodi ($i=1,2,\dots,N$) dotati di una componente di spostamento normale (u) e tangenziale (v), ad esempio, indicando con $m_1 + m_2 + \dots + m_N = M$ il numero totale di nodi, la minimizzazione dell'energia totale produce un sistema di $2M \times 2M$ equazioni schematizzabili in forma matriciale come di seguito indicato (Langston et al., 2004):

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & \dots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & \dots & k_{2N} \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{N1} & k_{N2} & k_{N3} & \dots & k_{NN} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ \dots \\ d_N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \dots \\ f_N \end{Bmatrix} \text{ oppure } [K] \cdot \{D\} = \{F\}$$

Dove:

$[K]$ è la matrice di rigidità del sistema;

$\{D\}$ è la matrice dei vettori spostamento degli N blocchi;

$\{F\}$ è la matrice delle forze risultanti agenti sul sistema.

Per rappresentare ed aggiornare i contatti si utilizzano dei modelli di slittamento e rigidità analogamente a quanto previsto dal DEM esplicito (Ke et al., 1995).

2.8 Il DEM particellare

Il Metodo degli Elementi Distinti Particellari, proposto da Cundall e Strack nel 1979, si basa su principi analoghi a quelli del DEM tradizionale, a differenza del quale schematizza i blocchi costituenti il sistema come particelle rigide di forma circolare. Grazie a quest'ultima caratteristica si propone come una valida metodologia per lo studio del comportamento tenso-deformativo dei materiali granulari.

L'algoritmo di calcolo richiede ad ogni ciclo l'aggiornamento dei contatti in base alla posizione ed al movimento relativo delle particelle (figura 2.10). Ad ognuno è applicata la legge forza-spostamento al fine di valutare l'entità delle forze di contatto. A ciascun elemento invece è applicata la seconda legge di Newton per determinarne la velocità e la posizione sulla base delle forze e dei momenti applicati (Cook et al., 2002).

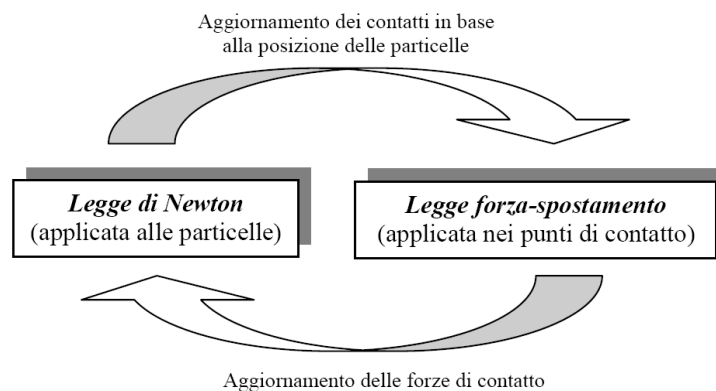


Figura 2.10 Ciclo di calcolo del DEM particellare

Per illustrare come sono determinate forze e spostamenti durante un ciclo di calcolo, si esamini il caso riportato in figura 2.11a, utilizzato da Cundall e Strack per spiegare i principi basilari del metodo. Si considerino , privi di peso, indicati con x e y , schiacciati tra due pareti rigide in movimento l'una verso l'altra con velocità costante v .

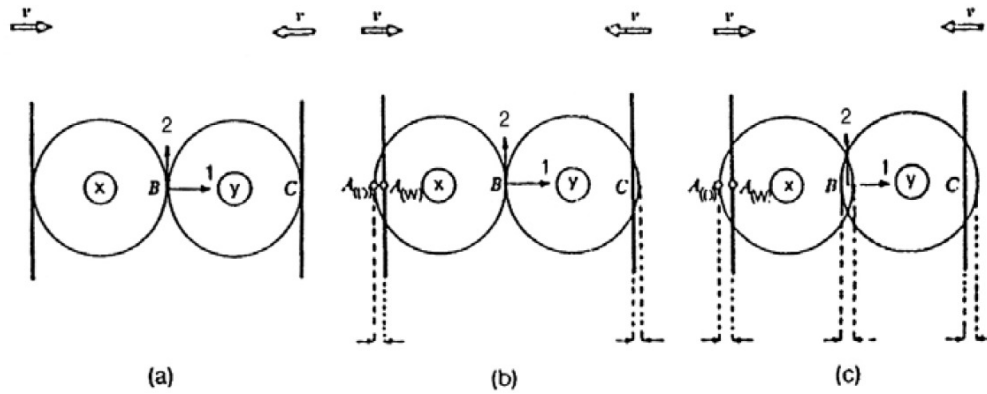


Figura 2.11a, 2.11b, 2.11c Dischi compressi tra le pareti rigide

Inizialmente, al tempo $t = t_0$, le pareti ed i dischi entrano in contatto, ma non nasce alcuna forza. Dopo un intervallo di tempo Δt , le pareti si sono spostate verso l'interno di una quantità pari a $v\Delta t$. Ipotezzando che le perturbazioni non possa propagarsi oltre un singolo disco durante ciascun intervallo di tempo, si assume che entrambi i dischi mantengano la loro posizione iniziale durante l'intervallo di tempo tra $t = t_0$ e $t = t_0 + \Delta t$. La sovrapposizione si verificherà quindi all'istante $t_1 = t_0 + \Delta t$ nei punti di contatto A e C e la sua entità sarà pari a $\Delta n = v \cdot \Delta t$ (figura 2.11b).

I punti $A_{(D)}$ e $A_{(W)}$ sono rispettivamente i punti del disco e della parete che giacciono sulla linea perpendicolare alla stessa e passante per il centro del muro. Il contatto A definito come il punto a metà strada tra $A_{(D)}$ e $A_{(W)}$; lo spostamento relativo $(\Delta n_{(A)})_{t_1}$ è quello del punto $A_{(W)}$ rispetto a quello del punto $A_{(D)}$ che si verifica in un singolo incremento di tempo.

Gli spostamenti relativi che si hanno nei punti di contatto A e C al tempo $t_1 = t_0 + \Delta t$ sono inseriti nella legge forza-spostamento per il calcolo delle forze di contatto:

$$\Delta F_n = k_n \cdot (\Delta n)_{t_1} = k_n \cdot v \cdot \Delta t$$

Dove k_n è la rigidezza normale e ΔF_n rappresenta l'incremento della forza normale.

Definendo positiva la direzione 1 che va dal disco x al disco y (figura 2.11c), le risultanti delle forze $F_{(x)1}$ e $F_{(y)1}$ per i dischi x ed y al tempo $t_1 = t_0 + \Delta t$ saranno:

$$F_{(x)1} = k_n \cdot (\Delta_n)_{t1} \quad F_{(y)1} = -k_n \cdot (\Delta_n)_{t1}$$

Queste forze sono utilizzate per determinare le nuove accelerazioni facendo ricorso alla seconda legge di Newton:

$$\ddot{x}_1 = \frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \quad \ddot{y}_1 = \frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}}$$

Dove \ddot{x}_1 ed \ddot{y}_1 indicano le accelerazioni dei dischi x ed y nella direzione 1 ed $m_{(x)}$ e $m_{(y)}$ le rispettive masse.

Le accelerazioni così trovate sono assunte costanti nell'intervallo di tempo da $t_1 = t_0 + \Delta t$ a $t_2 = t_0 + 2\Delta t$ e possono essere integrate in modo tale da ricavare le velocità:

$$[\dot{x}_1] = \left[\frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \right] \cdot \Delta t \quad [\dot{y}_1] = \left[\frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \right] \cdot \Delta t$$

Gli incrementi di spostamento relativo nei contatti A, B e C all'istante $t_2 = t_0 + 2\Delta t$ si determinano attraverso le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} (\Delta n_{(A)})_{t2} &= \left\{ v - \left[\frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \right] \cdot \Delta t \right\} \cdot \Delta t \\ (\Delta n_{(B)})_{t2} &= \left\{ \left[\frac{F_{(x)1}}{m_{(x)}} \right] \cdot \Delta t - \left[\frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \right] \cdot \Delta t \right\} \cdot \Delta t \\ (\Delta n_{(C)})_{t2} &= \left\{ \left[\frac{F_{(y)1}}{m_{(y)}} \right] \cdot \Delta t - [-v] \right\} \cdot \Delta t \end{aligned}$$

Dove $\Delta n_{(A)}$, $\Delta n_{(B)}$ e $\Delta n_{(C)}$ sono considerati positivi se di compressione.

Il ciclo di calcolo prevede dapprima l'applicazione della legge forza-spostamento (descritta nel capitolo 3) a tutti i contatti di ogni elemento, al fine di determinarne la forza risultante. In questo modo attraverso la seconda legge di Newton si calcolano prima le nuove accelerazioni, poi di nuovo gli spostamenti dei singoli dischi.

Capitolo 3

IL SOFTWARE PFC3D BY ITASCA

3.1 Introduzione

Il software PFC3d versione 4.0 (Particle Flow Code), prodotto da Itasca Consulting Group Minneapolis MN, sfrutta la metodologia degli Elementi Discreti Particellari così come descritto da Cundall e Strack (1979) rappresentando il sistema come un insieme di particelle circolari che interagiscono tra loro solo in caso di reciproco contatto (Vignali, 2006).

Il comportamento meccanico del mezzo è descritto tracciando i movimenti dei singoli elementi che lo compongono e l'andamento delle forze che si sviluppano nei punti di contatto, applicando la seconda legge di Newton alle particelle e la legge forza-spostamento ai punti di contatto. La prima è utilizzata per determinare il moto delle singole unità causato dalle sollecitazioni agenti su esse, la seconda legge risulta utile per aggiornare le forze di contatto conseguenti.

Nei metodi al continuo i contatti fra "unità elementari" rimangono invariati indipendentemente dalla risposta del modello, mentre con PFC3d vengono aggiornati ad ogni iterazione in base alla posizione ed al movimento relativo dei singoli elementi.

La definizione della mesh e dei modelli costitutivi dei materiali è sostituita dalla determinazione della distribuzione e dalle dimensioni delle particelle che compongono il sistema e dalla descrizione del comportamento dei contatti. In PFC3d versione 4.0 lo stato tensionale di partenza non può essere specificato in modo indipendente dalla distribuzione iniziale dei singoli elementi, dato che dalla loro posizione relativa dipendono le forze di contatto.

Il programma definisce alcune ipotesi fondamentali (Itasca, 2002):

- tutte le particelle generate sono di forma sferica;
- le particelle sono analizzate come corpi rigidi, non deformabili;
- il contatto tra le particelle avviene in un punto;
- i contatti sono trattati come *soft-contacts*, cioè le particelle possono sovrapporsi l'una all'altra nel punto di contatto, ma solo per una distanza

che è piccola rispetto alle dimensioni delle particelle. Questa sovrapposizione rappresenta la deformazione della particella;

- il grado di sovrapposizione è legato alla forza di contatto tra le particelle, tramite il modello di contatto.

Sicuramente considerare la forma sferica risulta essere una limitazione perchè non richiama la realtà dei nostri aggregati a meno che non si considerino le sabbie marine o simili.

Oltre alla possibilità di generare particelle sferiche *balls*, il software PFC3d permette di creare elementi denominati *walls* (pareti di confine), che possiamo utilizzare per produrre elementi confinanti del sistema che stiamo studiando, i *walls* risultano utili anche per facilitare la generazione e la compattazione del sistema (figura 3.1).

È possibile assegnare alle particelle sia le grandezze cinematiche sia quelle dinamiche, mentre per gli elementi *walls* è possibile definire le sole velocità di traslazione e rotazione. Non dimentichiamo che non è possibile considerare contatti muro-muro ma soltanto particella-muro.

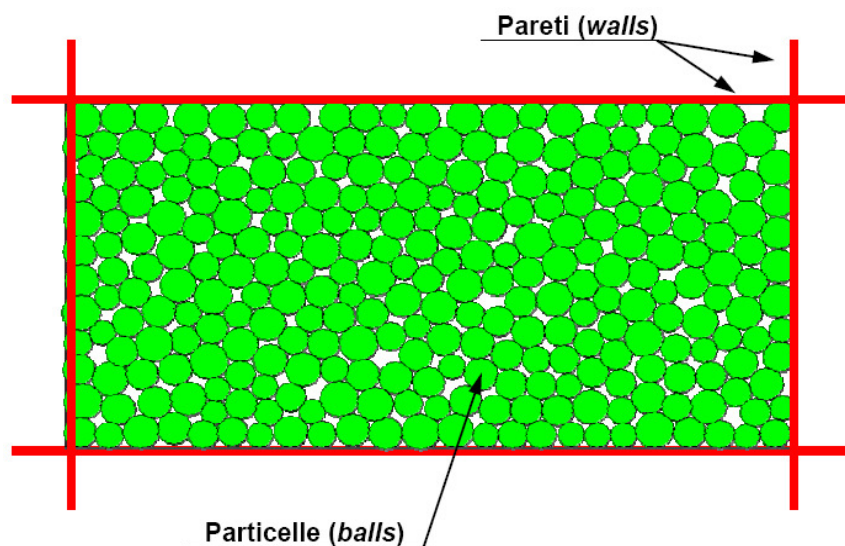


Figura 3.1 Elementi fondamentali di PFC

3.2 La legge forza-spostamento

La legge forza-spostamento mette in relazione lo spostamento relativo tra due particelle adiacenti e la forza di contatto che si genera nel loro punto di sovrapposizione (figure 3.1, 3.2, 3.3).

Job Title: Tutorial Example

View Title: Model at equilibrium

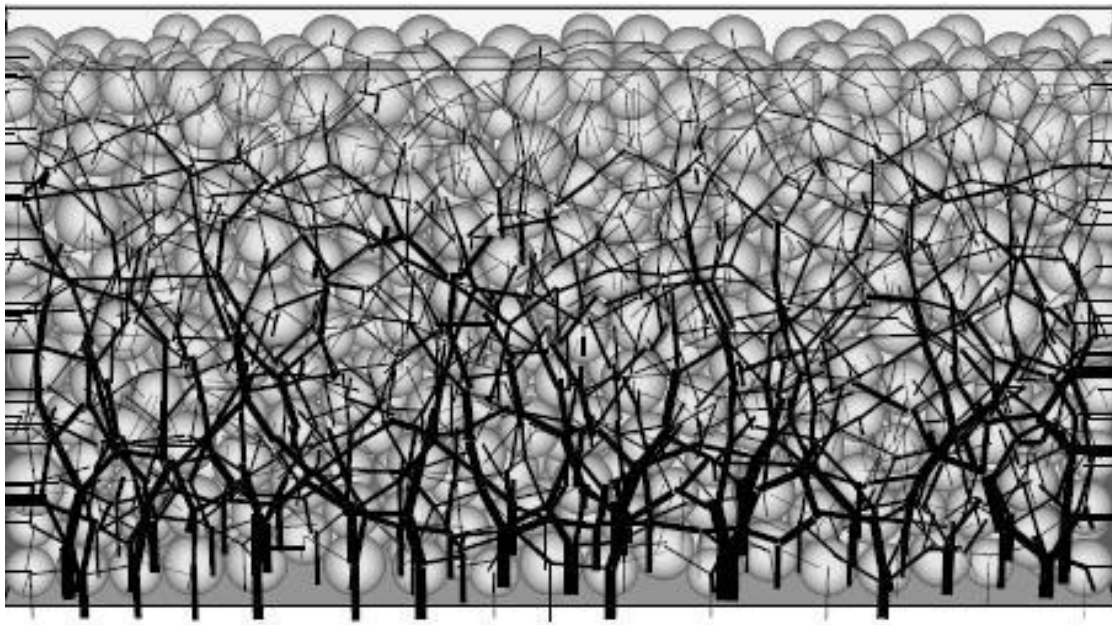


Figura 3.1 Forze di contatto PFC3d

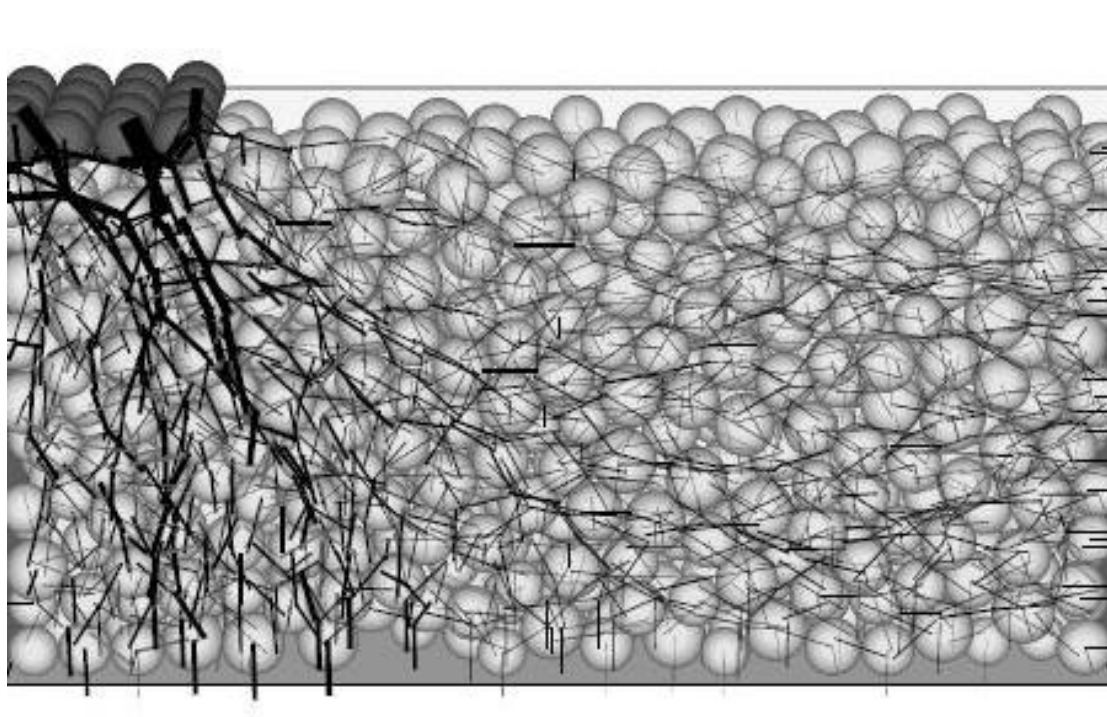


Figura 3.2 Esempio di rappresentazione delle forze di contatto PFC3d

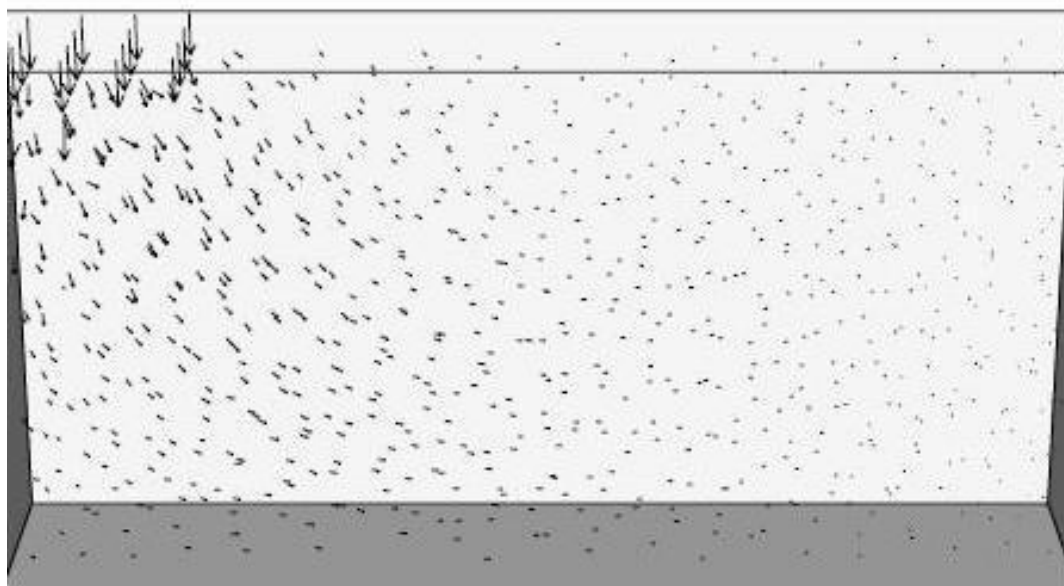


Figura 3.3 Andamento delle forze PFC3d

Si applica in particolare nel punto $x_i^{[c]}$ che giace sul piano di contatto individuato dal versore normale n_i .

La forza di contatto si può così suddividere in due componenti normali, che agiscono nella direzione di n_i , e tangenziale, che si esplica sul piano di contatto. Per le due sfere A e B (Potyondy et al., 2004) (figura 3.4), indicando con U_n la loro sovrapposizione, il versore n_i diventa (Cheng et al., 2000):

$$n_i = \frac{x_i^{[B]} - x_i^{[A]}}{d}$$

dove $x_i^{[A]}$ ed $x_i^{[B]}$ sono i vettori posizione dei centri delle due particelle e d è la loro distanza reciproca così definita:

$$d = |x_i^{[B]} - x_i^{[A]}| = \sqrt{(x_i^{[B]} - x_i^{[A]}) \cdot (x_i^{[B]} - x_i^{[A]})}$$

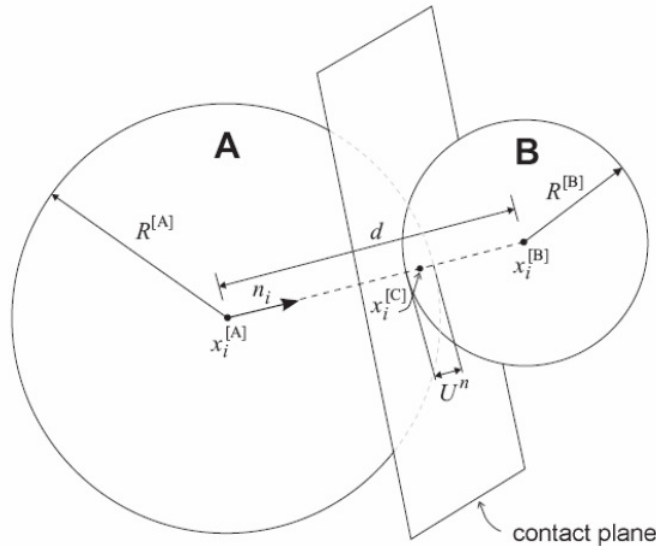


Figura 3.4 Legge forza-spostamento per un contatto particella-particella

Per un contatto particella-parete come quello rappresentato in figura 3.5, d è pari alla minor distanza tra la ball b ed il muro w ed n_i è diretto lungo la stessa.

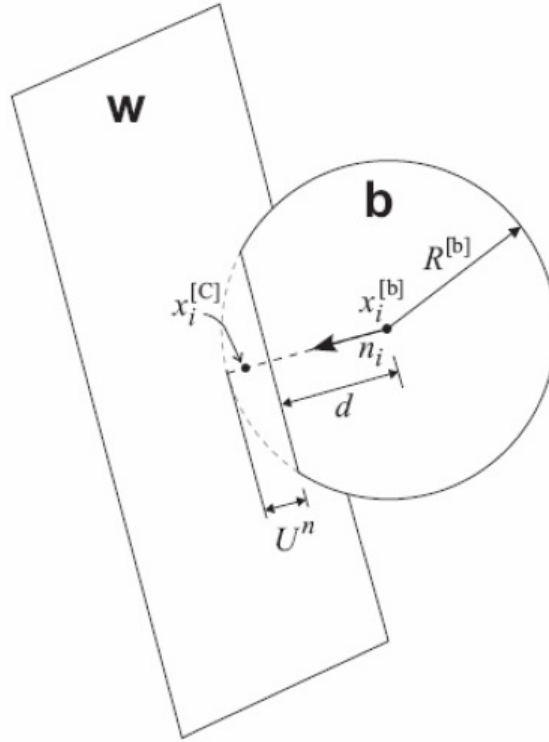


Figura 3.5 Legge forza-spostamento per un contatto particella-parete

Noti i raggi delle particelle ($R^{[A]}, R^{[B]}, R^{[b]}$), la sovrapposizione U_n , definita come lo spostamento relativo del contatto nella direzione normale, è data da:

$$U_n = R^{[A]} + R^{[B]} - d \quad (\text{contatto particella-particella})$$

$$U_n = R^{[b]} - d \quad (\text{contatto particella-parete})$$

La posizione del punto di contatto ($x_i^{[c]}$) è pari a:

$$x_i^{[c]} = x_i^{[A]} + \left(R^{[A]} - \frac{1}{2} \cdot U_n \right) \cdot n_i \quad (\text{contatto particella-particella})$$

$$x_i^{[c]} = x_i^{[b]} + \left(R^{[b]} - \frac{1}{2} \cdot U_n \right) \cdot n_i \quad (\text{contatto particella-parete})$$

La componente normale (F_i^n) della forza di contatto si valuta in funzione di U_n e della rigidezza normale k_n secondo la formula (Elata et al., 1996):

$$F_i^n = k_n \cdot U_n \cdot n_i$$

La componente tangenziale (F_i^s) si valuta in modo incrementale: partendo dal valore nullo nell'istante di formazione del contatto, aumenta ad ogni incremento di spostamento. Per la sua determinazione si studia il moto del contatto attraverso la sua velocità (V_s), che dipende dalle velocità di traslazione (\dot{x}_i) e di rotazione (ω) delle due entità a contatto, secondo la formula:

$$V_s = (\dot{x}_i^{[B]} - \dot{x}_i^{[A]}) \cdot t_i - \omega_3^{[B]} |x_k^{[C]} - x_k^{[B]}| - \omega_3^{[A]} |x_k^{[C]} - x_k^{[A]}|$$

(contatto particella-particella)

$$V_s = (\dot{x}_i^{[w]} - \dot{x}_i^{[b]}) \cdot t_i - \omega_3^{[w]} |x_k^{[C]} - x_k^{[w]}| - \omega_3^{[b]} |x_k^{[C]} - x_k^{[b]}|$$

(contatto particella-parete)

$$\text{dove } t_i = \{-n_2, n_1\}$$

La componente tangenziale dello spostamento del punto di contatto (ΔU_s) diventa quindi:

$$\Delta U_s = V_s \cdot \Delta t$$

da cui si ricava la componente tangenziale della forza di contatto (ΔF_s) in funzione della rigidezza tangenziale (k_s):

$$\Delta F_s = -k_s \cdot \Delta U_s$$

3.3 Lo smorzamento

L'energia cinetica che si genera nel sistema in seguito all'interazione tra le particelle è dissipata attraverso i relativi slittamenti. Nel caso in cui questi ultimi non siano sufficienti a far raggiungere al modello uno stato di equilibrio, entra in gioco il fattore di smorzamento (local damping) che applica ad ogni elemento una forza di smorzamento (damping force) proporzionale alla corrispondente forza non bilanciata (unbalanced force).

Quest'ultima è un parametro che permette di controllare se il modello ha raggiunto l'equilibrio statico; il sistema, infatti, si considera in equilibrio quando la massima forza non bilanciata è piccola rispetto a quelle applicate. Se l'unbalanced force si attesta ad un valore costante non nullo (seppur piccolo) significa che, probabilmente, si stanno verificando rotture o deformazioni plastiche all'interno del modello (Jensen et al., 1999 e 2001).

Il fattore di smorzamento si introduce nell'equazione del moto come segue (Hazzard, 2000):

$$F_i + F_{id} = m \cdot (\ddot{x}_i - g_i)$$

dove F_{id} rappresenta la forza di smorzamento valutabile in funzione della velocità della particella (\dot{x}_i) mediante la seguente equazione:

$$F_{id} = -\alpha \cdot F_i \cdot \dot{x}_i$$

Il coefficiente di smorzamento α varia tra 0 ed 1; di default è pari a 0,7.

3.4 La legge del moto

Il movimento di una particella rigida è determinato dalla risultante delle forze e dei momenti che agiscono su di essa e può essere descritto in termini di moto di traslazione e di rotazione. Il primo è definito dall'accelerazione (\ddot{x}_i) del centro della particella; il secondo da quella angolare ($\ddot{\omega}_i$).

Indicando con F_i la risultante delle forze applicate all'elemento e con g_i il vettore accelerazione di gravità, l'equazione del moto di traslazione di una particella di massa m diventa (Fortin, 2005):

$$F_i = m \cdot (\ddot{x}_i - g_i)$$

Il moto di rotazione invece può essere descritto dall'equazione:

$$M_i = I \cdot \ddot{\omega}_i$$

dove M_i è la risultante dei momenti agenti sulla particella ed I il suo momento d'inerzia.

3.5 La creazione del modello

3.5.1 Introduzione

Per la definizione di un modello è necessario specificare:

- La dimensione e la distribuzione delle particelle che compongono il sistema;
- Il comportamento dei contatti e le proprietà dei materiali, che dettano il tipo di risposta del mezzo quando è sottoposto ad una causa perturbatrice;
- Le condizioni al contorno e quelle iniziali, che definiscono la situazione in situ, cioè prima dell'introduzione della perturbazione.

La procedura generale di soluzione prevede la valutazione dello stato di equilibrio iniziale del sistema, l'applicazione delle alterazioni ed il calcolo della risposta del modello (figura 3.6).

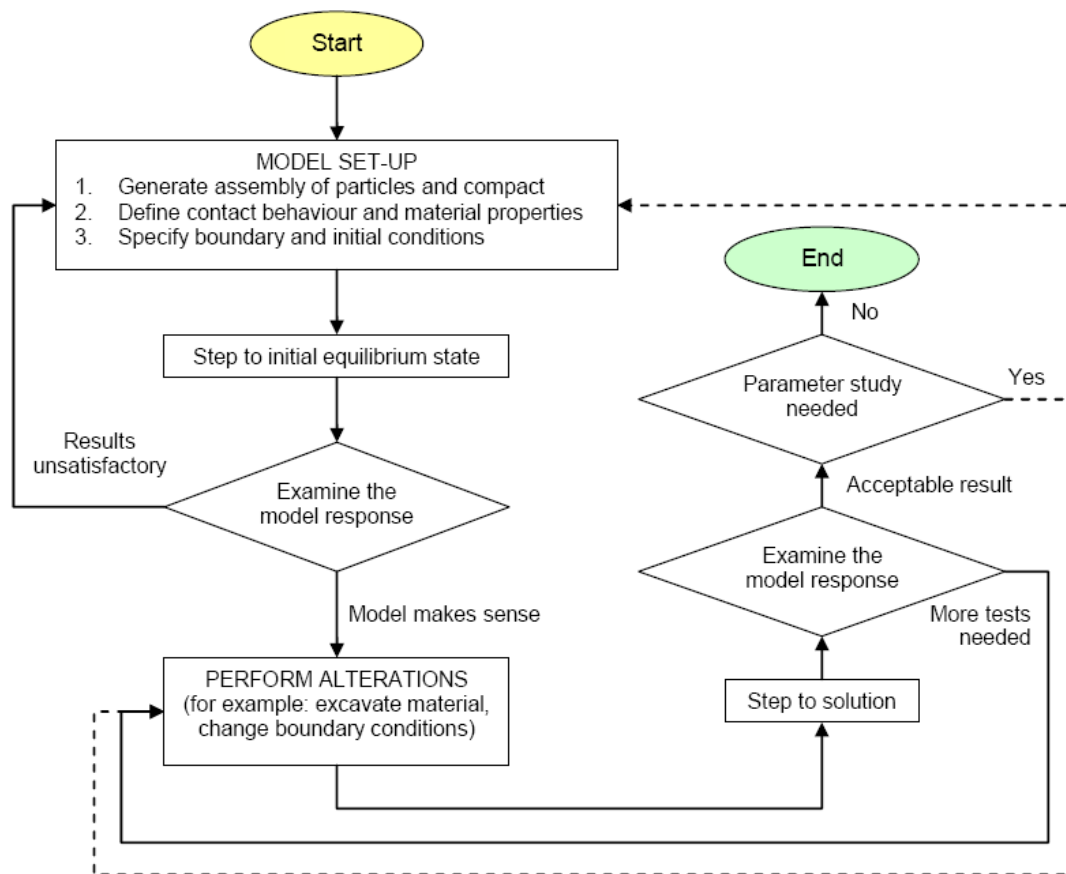


Figura 3.6 Procedura di soluzione generale di PFC

3.5.2 La generazione delle particelle

PFC3d è in grado di generare tutte le parti che compongono il sistema attraverso due differenti procedure (Jiang et al., 2003).

Sicuramente la metodologia più semplice prevede la creazione di una sfera per volta, definendone il numero identificativo (ID number), la posizione spaziale(x,y,z) e il raggio (radii). Grazie alle informazioni di base inserite, il software genera l'elemento nella posizione stabilita, sovrapponendolo se necessario ad altre sfere già esistenti. La sovrapposizione al momento della creazione può sviluppare tensioni e forze di repulsione molto elevate, ragion per cui questa procedura non viene normalmente utilizzata.

La metodologia di generazione più valida, consiste invece nel realizzare un gruppo (figura 3.7) di sfere specificando prima le dimensioni dell'area occupata poi l'intervallo di variazione del raggio (da un r_{min} ad un r_{max}) e la relativa distribuzione granulometrica. A questo punto il programma è in grado di creare

le ball disponendole in modo casuale (*random*) all'interno dello spazio fissato non permettendo però la sovrapposizione tra particelle o tra particelle ed elementi al contorno (*wall*). Questa procedura risulta perciò la più utilizzata in quanto consente di generare sistemi formati da molti elementi in tempi di calcolo ragionevoli.

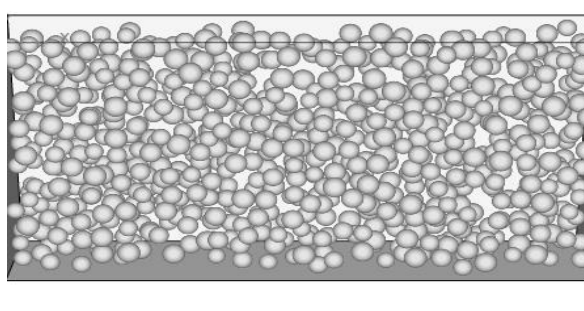


Figura 3.7 Generazione gruppo di sfere

Possiamo ora, se necessario, espandere il raggio delle sfere (*generation by radius expansion*), creando un insieme iniziale di particelle di piccolo raggio e dilatandole fino al raggiungimento del valore di porosità previsto. Risulta essere una metodologia piuttosto semplice ed affidabile, in quanto vengono mantenute le caratteristiche geometriche del sistema creato espandendo le particelle con lo stesso fattore in tutte le direzioni (figura 3.8a, 3.8b);

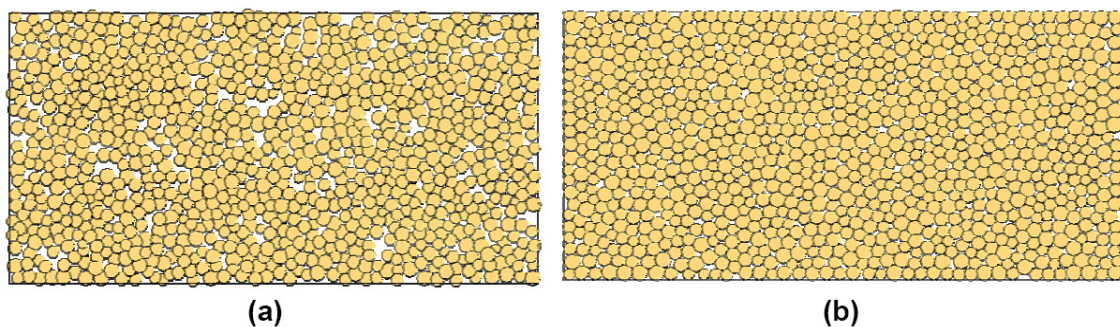


Figura 3.8 Istante iniziale (a) e finale (b) del procedimento di generazione per espansione

Pfc3d consente anche di addensare le particelle generate tramite l'avvicinamento delle pareti del sistema fino al raggiungimento della densità richiesta, questo approccio però presenta alcuni problemi infatti otterremo una distribuzione finale delle sfere non più uniforme, si perderà la geometria del

sistema e la convergenza all'equilibrio risulterà essere piuttosto lenta perché il disturbo generato al confine deve poi propagarsi all'interno. Per risolvere le problematiche sopraelencate si utilizziamo il comando (cycle) che permette di giungere al grado di addensamento richiesto senza compromettere le caratteristiche del sistema iniziale.

Il concetto di repulsione esplosiva (generation by explosive repulsion), permette di generare un insieme di particelle di raggio tale da raggiungere la porosità desiderata. La disposizione delle stesse risulta casuale all'interno del sistema con conseguenti sovrapposizioni ed elevate forze di repulsione che in alcuni casi possono raggiungere valori tali da permettere alle ball di uscire attraverso le pareti del sistema (figura 3.9a, 3.9b).

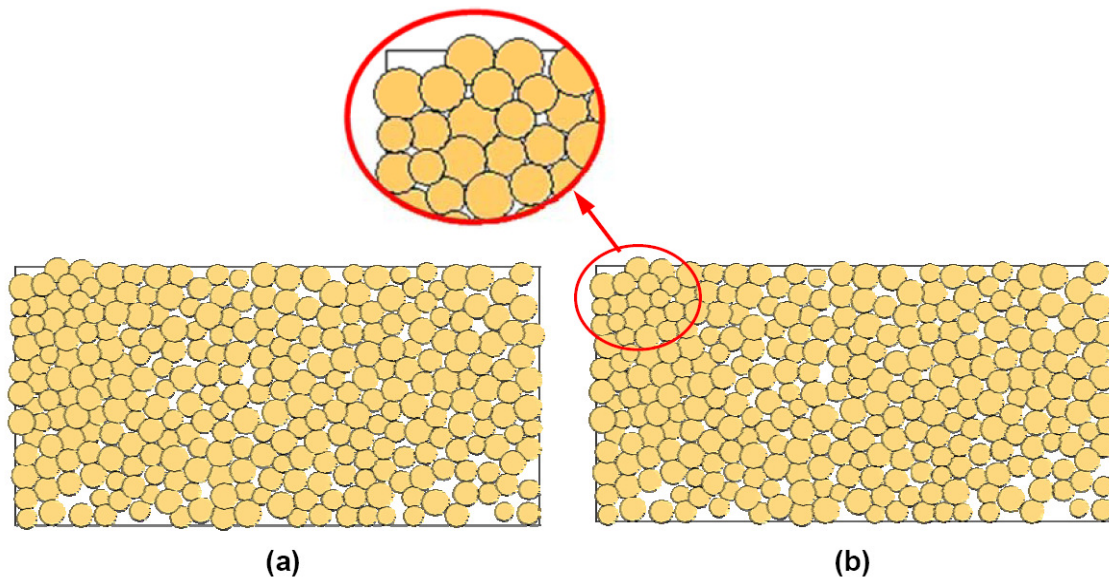


Figura 3.9 Istante iniziale (a) e finale (b) del procedimento di generazione per esplosione

3.5.3 Generazione dei clump o dei cluster

Il programma permette di modellare elementi di forma generica assemblando più particelle circolari tra loro, al fine di ottenere una rappresentazione più fedele alla realtà fisica. L'unità così formata può essere dotata di comportamento rigido (clump) o deformabile (cluster) (figure 3.10).

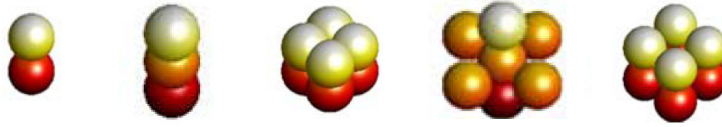


Figura 3.10 Elementi clump o cluster

3.6 Modelli di contatto

3.6.1 Modello di rigidità

Risulta possibile schematizzare un sistema tramite PFC3d attraverso un modello di contatto formato in genere da tre parti (Itasca, 2002):

- I. Modello di rigidità;
- II. Modello di slittamento;
- III. Modello di legame.

Il modello di rigidità fornisce una relazione tra le componenti normale (F_n) e tangenziale (F_s) della forza di contatto ed i relativi spostamenti (U_n, U_s):

$$F_n = k_n \cdot U_n \qquad F_s = -k_s \cdot U_s$$

Dove:

k_n : rigidità normale,

k_s : rigidità tangenziale.

Il software in particolare ne prevede due tipologie: il modello lineare e quello di Hertz-Mindlin.

Il modello lineare, piuttosto diffuso per la sua semplicità, ipotizza una relazione lineare tra le forze e gli spostamenti.

Note due particelle A e B in reciproco contatto, k_n e k_s si valutano mediante le equazioni di seguito riportate (Cundall, 1988):

$$k_n = \frac{k_n^A \cdot k_n^B}{k_n^A + k_n^B} \qquad k_s = \frac{k_s^A \cdot k_s^B}{k_s^A + k_s^B}$$

Il modello di Hertz-Mindlin è di tipo elastico non lineare e valuta le rigidezze k_n e k_s in funzione del modulo di taglio (G) e del coefficiente di Poisson (ν) di due particelle A e B a contatto mediante le equazioni di seguito riportate (Mindlin, 1953):

$$k_n = \left(\frac{2 \cdot \langle G \rangle \cdot \sqrt{2 \cdot \tilde{R}}}{3 \cdot (1 - \langle \nu \rangle)} \right) \cdot \sqrt{U_n} \quad k_s = \left(\frac{2 \cdot \left(3 \cdot \langle G \rangle^2 \cdot (1 - \langle \nu \rangle) \cdot R^{1/3} \right)}{(2 - \langle \nu \rangle)} \right) \cdot |F_i^n|^{1/3}$$

Dove:

U_n : sovrapposizione tra le due particelle a contatto;

$|F_i^n|$: forza di contatto in direzione normale.

Indicando con $R^{[A]}$ ed $R^{[B]}$ i raggi delle due sfere a contatto, i termini delle precedenti formule si valutano secondo le relazioni di seguito indicate (Di Renzo et al., 2004):

$$\begin{aligned} \text{contatto particella-particella:} \quad \tilde{R} &= \frac{2 \cdot R^{[A]} \cdot R^{[B]}}{R^{[A]} + R^{[B]}} \\ \langle G \rangle &= 0,5 \cdot (G^{[A]} + G^{[B]}) \\ \langle \nu \rangle &= 0,5 \cdot (\nu^{[A]} + \nu^{[B]}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{contatto particella-parete:} \quad \tilde{R} &= R^{[ball]} \\ \langle G \rangle &= G^{[ball]} \\ \langle \nu \rangle &= \nu^{[ball]} \end{aligned}$$

3.6.2 Modello di slittamento

Il modello di slittamento è una proprietà intrinseca delle entità a contatto, particella-particella o particella-elemento al contorno. Lo slittamento si ha quando la componente tangenziale della forza (F_t^i) eguaglia il valore massimo ammissibile della forza di contatto tangenziale (F_t^{\max}), questo valore è dato dal

coefficiente di attrito minimo tra le entità a contatto (μ) moltiplicato per il modulo della componente normale di compressione della forza (F_n^i).

Lo slittamento lo possiamo esprimere tramite:

$$F_t^i \geq F_t^{\max} = \mu \cdot |F_n^i|$$

3.6.3 Modello di legame

PFC3d prevede differenti tipologie di modello di legame:

- Il legame (*contact bond*), riproduce l'effetto adesivo che si esplica nel punto di contatto e può essere rappresentato tramite un insieme di due molle elastiche con rigidezze tangenziali e normali costanti agenti nel punto di sovrapposizione (figura 3.11). È definito dalle componenti normale (*n_bond*) e tangenziale (*s_bond*) della forza di contatto. Impedisce perciò lo scorrimento reciproco degli elementi adiacenti lasciando libera la rotazione, causata in alcuni casi da un momento agente nel punto di sovrapposizione (figura 3.12).

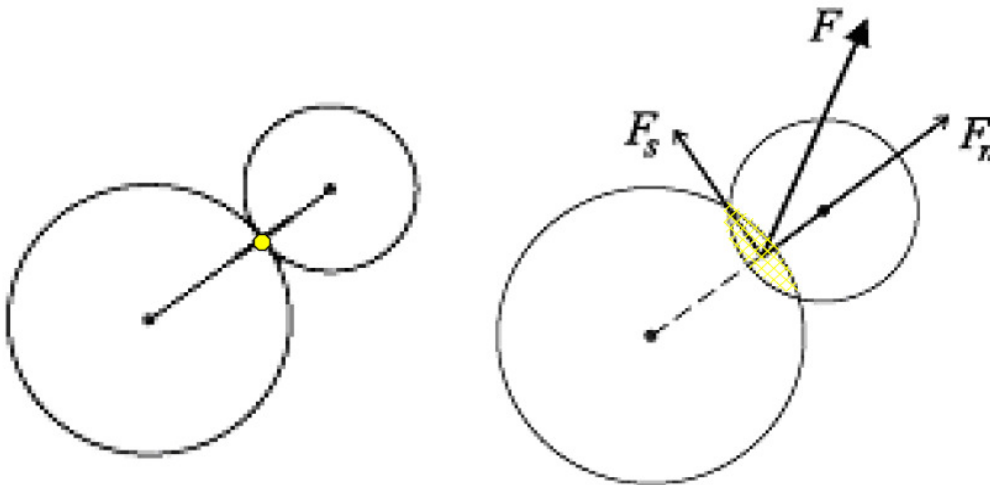


Figura 3.11 Contact bond

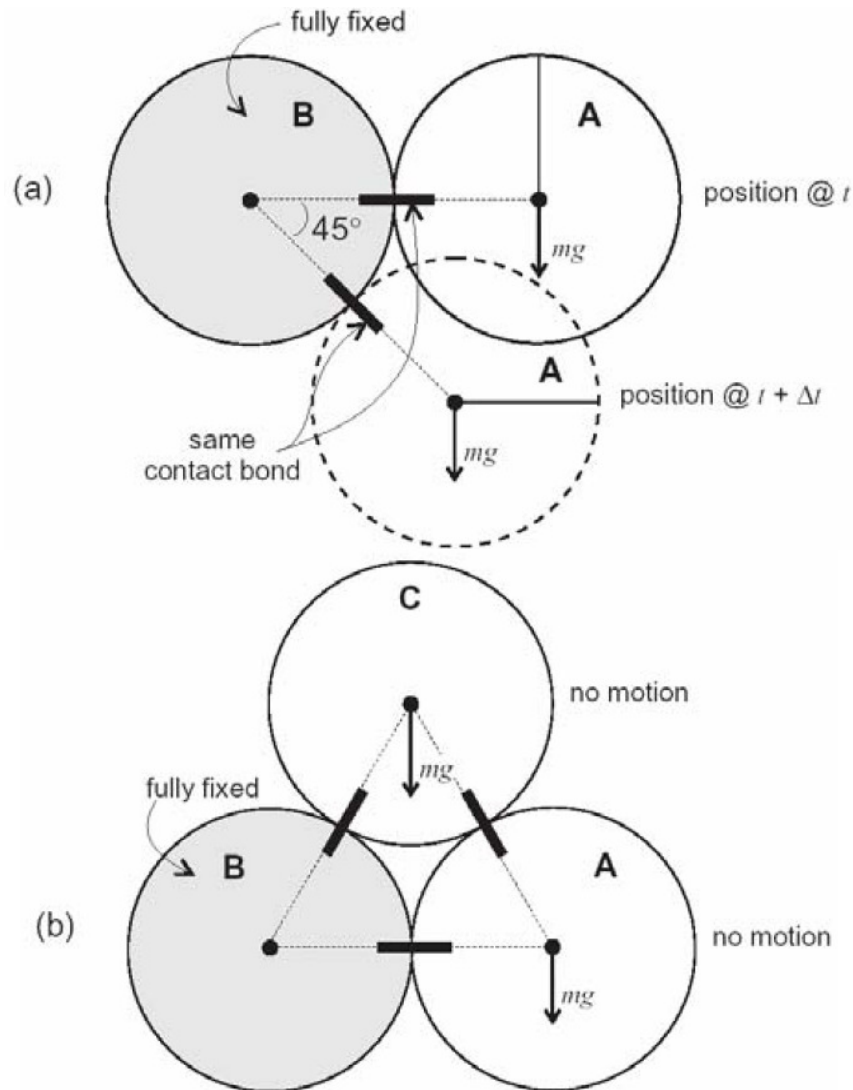


Figura 3.12 Rotazione senza scorrimento permessa dal contact bond tra due (a) e tre (b) particelle

- Il legame parallelo (*parallel bond*), che riproduce l'effetto adesivo di un materiale aggiuntivo depositatosi successivamente al contatto delle particelle, la cui rigidità agisce in modalità parallela con quella di contatto (figura 3.13), può essere schematizzato tramite un insieme di molle elastiche con rigidezze normale e tangenziale costanti, distribuite uniformemente su una sezione trasversale circolare o rettangolare situata nel piano di unione e centrata nel punto di contatto. Ogni carico aggiuntivo applicato alle due particelle, una volta instaurato il legame parallelo, è suddiviso in modo proporzionale tra la molla del contatto e quella del legame stesso che può trasmettere sia forze che momenti tra

le particelle. Questo tipo di legame generalmente lo si utilizza per modellare materiali coesivi ed è definito dalla componente normale della forza di contatto ($pb_nstrength$), da quella tangenziale ($pb_sstrength$) e dalle rigidezze normale (pb_kn) e tangenziale (pb_ks).

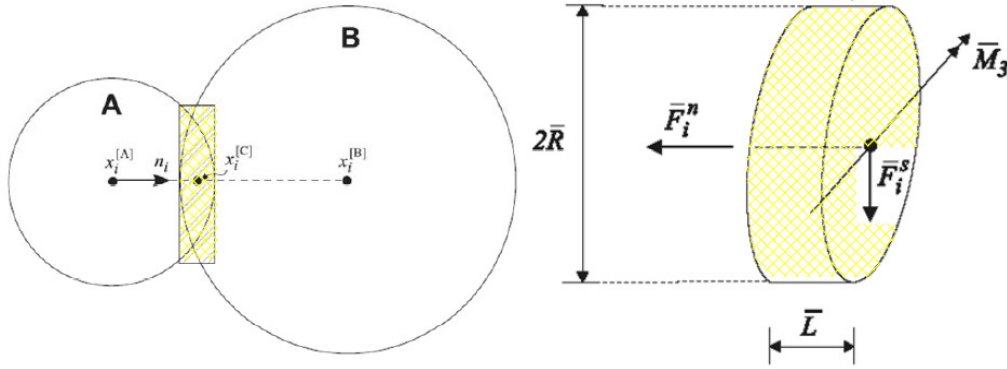


Figura 3.13 Parallel bond

Le risultanti delle forze e dei momenti che si generano nel punto di contatto si valutano componendoli nelle direzioni normale (n) e tangenziale (s) al piano di contatto. Per la prima si ottiene (figura 3.13):

$$\bar{F}_i = \bar{F}_i^n + \bar{F}_i^s$$

Queste risultanti assumono valore nullo nell'istante in cui si forma il contatto ed aumentano ad ogni time step successivo in funzione degli spostamenti e delle rotazioni subite dalle due entità a contatto.

L'incremento subito nell'intervallo Δt si valuta secondo le seguenti espressioni:

$$\Delta \bar{F}_i^n = (k_n \cdot \Delta U_n \cdot \pi \cdot \bar{R}^2) \cdot n_i$$

$$\Delta \bar{F}_i^s = (k_s \cdot \Delta U_s \cdot \pi \cdot \bar{R}^2)$$

$$\Delta \bar{M}_3 = (k_n \cdot \Delta \theta_3 \cdot I) = k_n \cdot I \cdot (\omega_3^{[B]} - \omega_3^{[A]}) \cdot \Delta t$$

Dove:

\bar{R} è il raggio dell'area di contatto;

I è il momento d'inerzia.

Si ottiene pertanto:

$$\bar{F}_i^n \leftarrow \bar{F}_i^n + \Delta \bar{F}_i^n$$

$$\bar{F}_i^s \leftarrow \bar{F}_i^s + \Delta \bar{F}_i^s$$

$$\bar{M}_3 \leftarrow \bar{M}_3 + \Delta \bar{M}_3$$

Il valore massimo degli sforzi di flessione (σ_{\max}) e di taglio (τ_{\max}) nel contatto sono pari a (Kruyt, 1993):

$$\sigma_{\max} = \frac{\bar{F}_i^n}{\pi \cdot \bar{R}^2} + \frac{\bar{M}_3}{I} \quad \tau_{\max} = \frac{\bar{F}_i^s}{\pi \cdot \bar{R}^2}$$

3.7 Applicazione delle condizioni iniziali ed al contorno

Una volta generato e compattato il sistema si possono applicare le condizioni iniziali e quelle al contorno alle particelle ed alle pareti. Alle particelle è possibile applicare velocità di traslazione e di rotazione, le forze e i momenti; le pareti invece, possono essere soggette solo a velocità e non a forze. Le sollecitazioni così applicate rimangono costanti durante tutta la simulazione.

3.8 L'interpretazione dei risultati

I risultati così ottenuti possono essere valutati all'interno di un'area circolare detta cerchio di misura (measurement circle) decisa dall'utente dove al suo interno è possibile valutare i seguenti indici:

- Numero di coordinazione (C_n): è definito come il numero medio di contatti per particella e si valuta con la seguente espressione (Itasca, 2002):

$$C_n = \frac{\sum_{N_b} n_c^{(b)}}{N_b}$$

Dove

N_b : numero di particelle il cui centro è interno al cerchio di misura

$n_c^{(b)}$: numero di contatti della particella (b) .

I sistemi caratterizzati da un elevato valore di C_n sono in grado di esplicitare buone resistenze meccaniche (O'Sullivan et al., 2004).

- Frazione dei contatti in scorrimento: valuta la frazione di contatti interni al cerchio che hanno subito scorrimento;
- Porosità (n) : è definita come il rapporto tra l'area totale dei vuoti all'interno del cerchio di misura (A_v) e l'area dello stesso (A_c) secondo la formula (Itasca, 2002):

$$n = \frac{A_v}{A_c} = \frac{A_c - A_p}{A_c} = 1 - \frac{A_p}{A_c}$$

Dove A_p è l'area del cerchio occupata dalle particelle così calcolata:

$$A_p = \sum_{N_p} A^{(p)} - A_s$$

Dove:

N_p : numero di particelle che intersecano il cerchio di misura;

$A^{(p)}$: area della particella (p) contenuta nel cerchio;

A_s : area delle sovrapposizioni tra le particelle interne al cerchio.

Se si considera l'utilizzo della procedura di compattazione per espansione, risulta possibile valutare il coefficiente moltiplicatore dei raggi (m) per variare la porosità del sistema dal valore iniziale n_0 a quello finale n . Indicando con R_0 il raggio iniziale di una particella del sistema e con R quello finale, si ottiene (Itasca, 2002):

$$R = m \cdot R_0$$

Semplificando si ottiene:

$$n = \frac{A_v}{A_c} = \frac{A_c - A_p}{A_c} = 1 - \frac{A_p}{A_c} :$$

$$n \cdot A_c = A_c - \sum \pi \cdot R^2$$

$$\sum R^2 = \frac{A_c \cdot (1 - n)}{\pi}$$

Si ottiene pertanto:

$$\frac{\sum R^2}{\sum R_0^2} = \frac{1 - n}{1 - n_0}$$

Sostituendo si ottiene:

$$R = m \cdot R_0 \text{ nella } \frac{\sum R^2}{\sum R_0^2} = \frac{1 - n}{1 - n_0} :$$

$$m = \sqrt{\frac{1 - n}{1 - n_0}}$$

Capitolo 4

LA STRUTTURA DEI LISTATI

4.1 Modellazione con PFC3d

La modellazione numerica verrà effettuata tramite il software PFC3d, questo programma permette di realizzare modelli che possono essere utilizzati per simulare ed analizzare fenomeni fisici. Per “modelli” intendiamo la creazione di una sequenza di comandi che definiscono le condizioni del problema con le quali giungere, in seguito, alla soluzione numerica.

Gli strumenti principali che vengono utilizzati per realizzare un sistema discontinuo sono (Vignali, 2006):

- **Le sfere BALL:** definite come entità geometrica fondamentale per il metodo degli elementi distinti. I modelli vengono creati attraverso la generazione di un'insieme di sfere all'interno della regione fisica analizzata.
- **I muri WALL:** sono delle superfici delle quali vengono definite, arbitrariamente, le proprietà riguardanti i contatti per l'interazione con le particelle. Questi muri possiedono solo un lato attivo che può interagire con le sfere (figura 4.1).

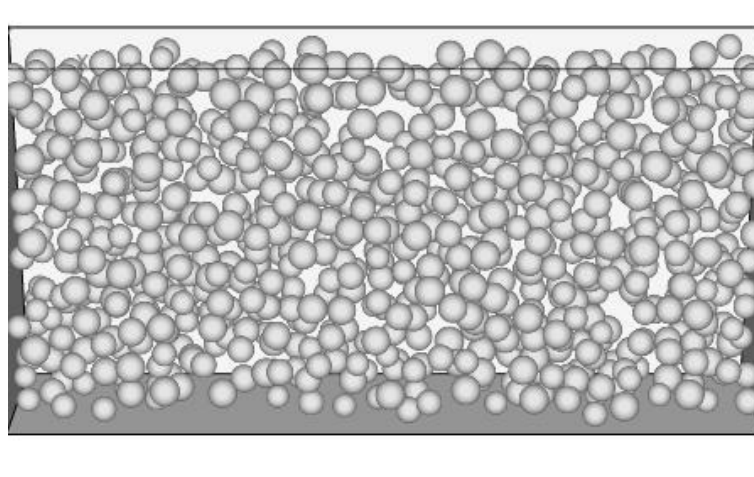


Figura 4.1 Generazione gruppo di sfere delimitate da una regione

Per la realizzazione del campione, verrà utilizzata una procedura definita “generale”, con la quale sarà possibile generare un insieme di particelle, che il software provvederà a distribuire in modo casuale all’interno dello spazio prefissato (provino).

PFC3d è in grado di accettare qualsiasi sistema ingegneristico di unità di misura. Nel caso si debbano applicare delle conversioni si deve ricordare che il software non esegue in modo automatico tali conversioni.

Le unità di riferimento sono riportate nella tabella 4.1 (Itasca, 2002):

Tabella Le unità di misura del SI

| | Sistema Internazionale SI | | | |
|---------------------------|---------------------------|--|--|--|
| | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> |
| Lunghezza | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> | <i>m</i> |
| Densità | <i>kg/m³</i> | <i>10³ kg/m³</i> | <i>10⁶ kg/m³</i> | <i>10⁶ g/cm³</i> |
| Forza | <i>N</i> | <i>kN</i> | <i>MN</i> | <i>Mdynes</i> |
| Tensione | <i>Pa</i> | <i>kPa</i> | <i>MPa</i> | <i>bar</i> |
| Gravità | <i>m/s²</i> | <i>m/s²</i> | <i>m/s²</i> | <i>cm/s²</i> |
| Rigidezza sfere | <i>N/m</i> | <i>kN/m</i> | <i>MN/m</i> | <i>Mdynes/m</i> |
| Rigidezza contatti | <i>Pa/m</i> | <i>kPa/m</i> | <i>MPa/m</i> | <i>bar/cm</i> |

Definito il sistema di misura utilizzato, è possibile elencare le grandezze in gioco che interessano il problema di studio. I valori che verranno riportati qui di seguito si riferiscono alle dimensioni geometriche e alle proprietà fisiche del provino, delle single particelle e dei clump.

L’involucro di forma cilindrica, rappresenterà il dominio del sistema, e sarà generato con un’altezza di 0,2 m ed un diametro di 0,1 m. Inoltre la rigidezza dei muri verrà impostata pari a 1e8 N/m perciò utilizzando un valore piuttosto elevato per sicurezza.

Per la prima prova saranno utilizzati clump formati da quattro sfere in acciaio con due diametri differenti: 9 mm, 5,5 mm e sfere sfuse di diametro 2,77 mm.

Queste particelle hanno le seguenti proprietà fisiche:

- Densità: 7.750 kg/m^3 ;
- K_n : $1e8 \text{ N/m}$;
- K_s : $1e8 \text{ N/m}$;
- Fric: 0,42 .

Per la seconda prova verranno utilizzati clump formati da due sfere di acciaio con diametro pari a 9 mm, 5,5 mm e sfere sfuse di diametro 2,77 mm.

Queste particelle hanno le seguenti proprietà fisiche:

- Densità: 7.750 kg/m^3 ;
- K_n : $1e8 \text{ N/m}$;
- K_s : $1e8 \text{ N/m}$;
- Fric: 0,42 .

4.2 Il listato per la creazione del provino

4.2.1 La generazione dei wall

La prima fase riguarderà la creazione dei confini del dominio, che verranno realizzati attraverso la generazione di superfici, dette wall.

Per poter simulare una prova triassiale, questi muri si differenziano in due tipi: il primo ha forma cilindrica e rappresenta la fustella di prova, mentre il secondo rappresenta una piastra posizionata sia nella parte inferiore che nella parte superiore del campione, come confinamento del provino.

Ad ognuna di queste superfici verranno assegnati i valori di rigidità e saranno classificate attraverso un numero di identificazione ID.

Listato generazione provino cilindrico

```
def make_walls
w_stiff= 1e8
extend = 0.1
rad_cy = 0.5*width
_z0 = -extend
_z1 = height*(1.0 + extend)
command
wall type cylinder id=1 kn=w_stiff end1 0.0 0.0 _z0 end2 0.0 0.0 _z1 rad rad_cy rad_cy
end_command

_x0 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_y0 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_z0 = 0.0
_x1 = rad_cy*(1.0 + extend)
_y1 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_z1 = 0.0
_x2 = rad_cy*(1.0 + extend)
_y2 = rad_cy*(1.0 + extend)
_z2 = 0.0
_x3 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_y3 = rad_cy*(1.0 + extend)
_z3 = 0.0

command
wall id=5 kn=w_stiff face (_x0,_y0,_z0) (_x1,_y1,_z1) (_x2,_y2,_z2) (_x3,_y3,_z3)

end_command
_x0 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_y0 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_z0 = height
_x1 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_y1 = rad_cy*(1.0 + extend)
_z1 = height
_x2 = rad_cy*(1.0 + extend)
_y2 = rad_cy*(1.0 + extend)
_z2 = height
_x3 = rad_cy*(1.0 + extend)
_y3 = -rad_cy*(1.0 + extend)
_z3 = height

command
wall id=6 kn=w_stiff face (_x0,_y0,_z0) (_x1,_y1,_z1) (_x2,_y2,_z2) (_x3,_y3,_z3)
end_command
```



```
end  
set height=0.2 width=0.1  
make_walls
```

Ultimato questo listato il software sarà in grado di generare il dominio del sistema dove internamente verranno fatti cadere i clump e le sfere sfuse (figura 4.2)

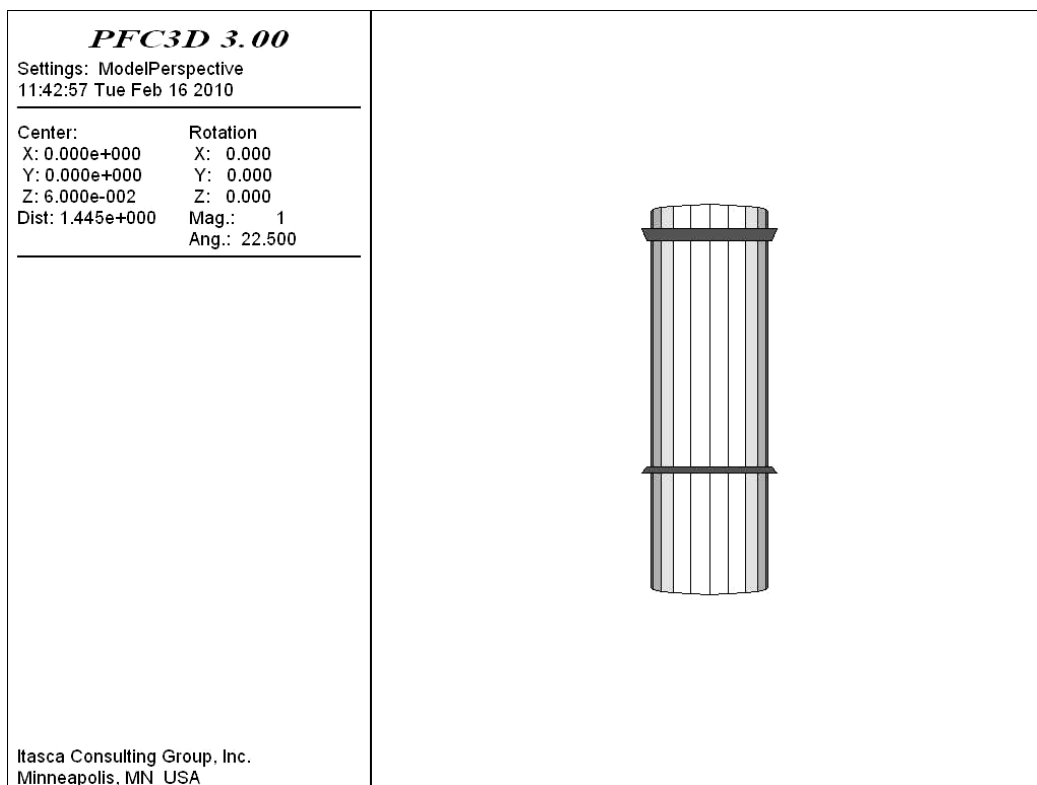


Figura 4.2 Il cilindro generato con PFC3D

Il successivo listato risulterà essere costituito da un file txt che permette di generare e inserire i clump e le sfere sfuse all'interno del provino.

4.2.2 La generazione dei clump formati da quattro sfere

Il listato, riportato nelle pagine seguenti, è stato creato al fine di generare un numero di sfere e clump pari a:

- 32.200 sfere sfuse con diametro 2,77 mm;
- 801 clump formati da quattro sfere con diametro 5,5 mm
- 202 clump formati da quattro sfere con diametro 9 mm

Ad ogni singola sfera e ad ogni clump è stato associato un valore id di riconoscimento.

Le caratteristiche fisiche delle sfere sono quelle riportate precedentemente e tengono in considerazione il valore della densità, della rigidezza normale k_n , della rigidezza di taglio k_s e del coefficiente di attrito della superficie delle particelle.

Il processo di generazione consisterà nel riprodurre, più fedelmente possibile, la tecnica utilizzata in laboratorio per la fase di riempimento del provino.

La creazione dei clump risulta essere molto più complicata rispetto a quella utilizzata per le sfere. Infatti se per le singole particelle era sufficiente un'unica stringa di comandi per generarne fino a 847, per i clump sono necessarie cinque stringhe per crearne solamente uno.

```
ball id=1 x 0.0266 y 0.0313 z 0.12 rad 0.00275
ball id=2 x 0.0321 y 0.0313 z 0.12 rad 0.00275
ball id=3 x 0.0293 y 0.0293 z 0.12 rad 0.00275
ball id=4 x 0.0294 y 0.0266 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5 range id=1,4
```

Nella prima riga, viene prodotta la prima sfera definendone la dimensione e la posizione all'interno dello spazio del dominio. Analogamente alla prima stringa, anche la seconda e la terza e la quarta svolgono lo stesso ruolo. Infine con la quinta si fornisce l'istruzione per la realizzazione del clump.

Per procedere con la scrittura del file txt e capire quanti clump inserire ad ogni passo, si è disegnata in Autocad la base della fustella circolare di diametro 0.1

m inserendo in modo casuale sia i clup da 5,5 mm di diametro sia quelli da 9 mm di diametro senza avvicinarli troppo per non causare problemi durante il calcolo (figura 4.3), come possiamo vedere sono stati inseriti nel disegno 10 clump da 5,5 mm e 10 clump da 9mm.

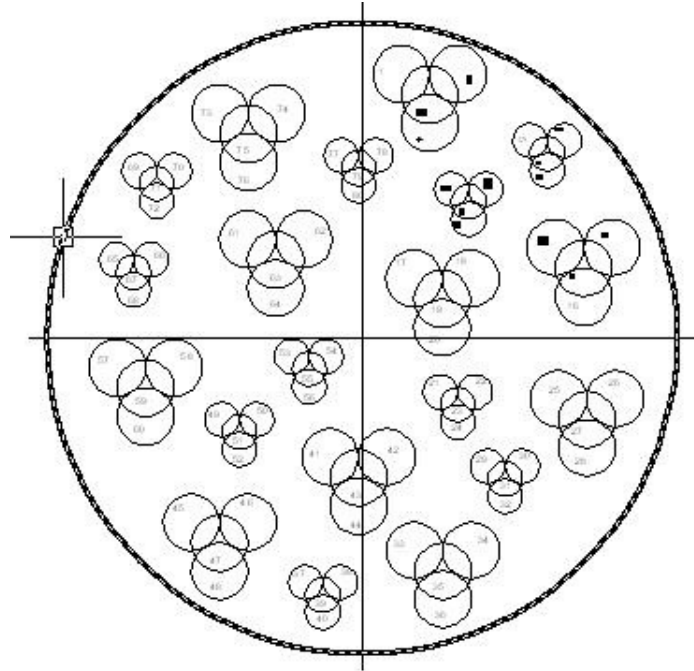


Figura 4.3 Inserimento casuale dei clump nella base attraverso il programma Autocad

Successivamente sono stati misurati tramite il comando misura di Autocad i valori delle x delle y e delle z rispetto agli assi ortogonali poi riportati nel file txt. Non risulta però possibile generare tutte le sfere e i clump con un unico comando, quindi si è reso necessario suddividere il listato in 38 fasi così ripartite:

- dalla fase 1 alla fase 20 abbiamo generato per ogni fase 20 clump da quattro sfere con diametro 5,5 mm; 10 clump da quattro sfere con diametro 9 mm e 847 sfere da 2,7 mm di diametro.
- nella fase 21 abbiamo generato 20 clump da quattro sfere con diametro 5,5 mm, 2 clump da quattro sfere con diametro 9mm e 847 sfere da 2,7 mm di diametro.

- dalla fase 22 alla fase 34 abbiamo generato per ogni fase 20 clump da quattro sfere con diametro 5,5 mm e 847 sfere da 2,7 mm di diametro.
- dalla fase 35 alla fase 37 abbiamo generato per ogni fase 30 clump da quattro sfere con diametro 5,5 mm e 847 sfere da 2,7 mm di diametro.
- nella fase 38 abbiamo generato 31 clump da quattro sfere con diametro 5,5 mm e 824 sfere da 2,7 mm di diametro.

In totale perciò verranno create 32200 sfere sfuse da 2,7 mm di diametro, 801 clump da quattro sfere di diametro paria a 5,5 e 202 clump da quattro sfere di diametro 9 mm.

Ad ogni fase è stato associato un numero di cicli, che si può considerare come una successione di istanti, con i quali è possibile far “scendere” le balls.

Il tempo di calcolo risulterà abbastanza elevato e per questo è stata inizialmente aumentata la gravità, per poi riportarla a valori reali.

Listato clump da quattro sfere

gen id=6000,6847 rad 0.001385 0.001385 x=-0.03,0.03 y=-0.03,0.03 z=0.17,0.2

;generazione primo strato di clump sotto

Ball id=1 x 0.0266 y 0.0313 z 0.12 rad 0.00275

ball id=2 x 0.0321 y 0.0313 z 0.12 rad 0.00275

ball id=3 x 0.0293 y 0.0293 z 0.12 rad 0.00275

ball id=4 x 0.0294 y 0.0266 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5 range id=1,4

;generazione secondo strato di clump centrale

ball id=51 x 0.0062 y 0.0418 z 0.14 rad 0.0045

ball id=52 x 0.0152 y 0.0418 z 0.14 rad 0.0045

ball id=53 x 0.0107 y 0.0386 z 0.14 rad 0.0045

ball id=54 x 0.0107 y 0.0341 z 0.14 rad 0.0045

clump add id=55 range id=51,54

ball id=56 x 0.0306 y 0.0143 z 0.14 rad 0.0045

ball id=57 x 0.0396 y 0.0143 z 0.14 rad 0.0045

;generazione terzo strato di clump sopra

ball id=101 x 0.0266 y 0.0313 z 0.16 rad 0.00275

ball id=102 x 0.0321 y 0.0313 z 0.16 rad 0.00275

ball id=103 x 0.0293 y 0.0293 z 0.16 rad 0.00275

ball id=104 x 0.0294 y 0.0266 z 0.16 rad 0.00275

clump add id=105 range id=101,104

```
ball id=106 x 0.0141 y 0.0236 z 0.16 rad 0.00275
ball id=107 x 0.0196 y 0.0236 z 0.16 rad 0.00275
ball id=108 x 0.0169 y 0.0216 z 0.16 rad 0.00275
ball id=109 x 0.0169 y 0.0189 z 0.16 rad 0.00275
clump add id=110 range id=106,109
prop dens = 7750 kn = 1e8 ks = 1e8 fric = 0.42
set grav 0 0 -100000
cyc 10000
save prov1.sav
restore prov1.sav
```

Nella figura 4.4 è possibile notare come avverrà l'evoluzione della procedura di riempimento del campione.

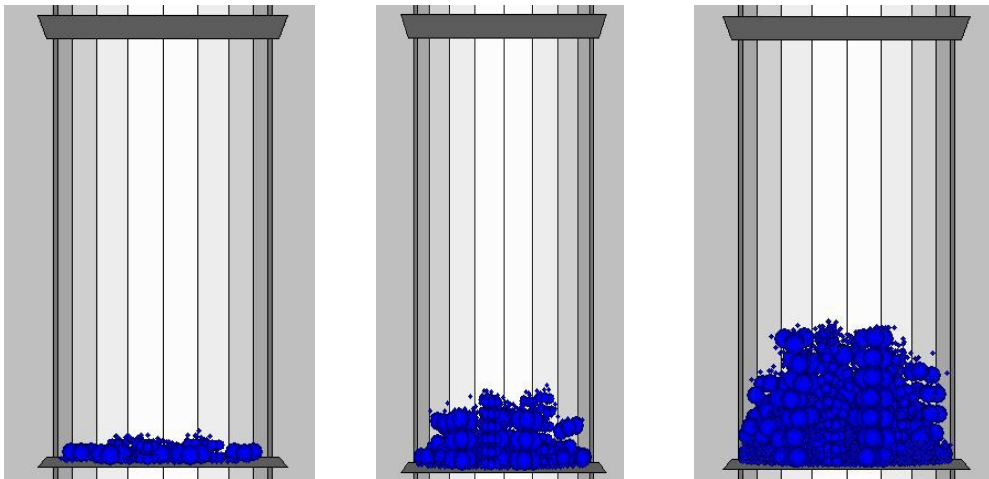


Figura 4.4 Esempio di riempimento del provino.

4.2.3 La generazione dei clump formati da due sfere

Il listato, riportato nelle pagine seguenti, è stato creato al fine di generare un numero di sfere e clump pari a:

- 32.204 sfere sfuse con diametro 2,77 mm;
- 1499 clump formati da due sfere con diametro 5,5 mm
- 469 clump formati da due sfere con diametro 9 mm

Ad ogni singola sfera e ad ogni clump è stato associato un valore id di riconoscimento.

Le caratteristiche fisiche restano quelle riportate precedentemente, tenendo in considerazione il valore della densità, della rigidezza normale k_n , della rigidezza di taglio k_s e del coefficiente di attrito della superficie delle particelle.

Il processo di generazione dei clump risulta essere in questo caso viene descritto da tre stringhe di testo per crearne uno solo.

```
ball id=1 x 0.0048 y 0.0319 z 0.12 rad 0.00275  
ball id=2 x 0.0103 y 0.0319 z 0.12 rad 0.00275  
clump add id=3 range id=1,2
```

Nella prima riga, viene prodotta la prima sfera definendone la dimensione e la posizione all'interno dello spazio del dominio. Analogamente alla prima stringa, anche la seconda svolge lo stesso ruolo. Infine con la terza si fornisce l'istruzione per la realizzazione del clump.

In questo piccolo processo sono stati necessari tre valori ID, ma considerando il lavoro nel suo complesso è stato necessario digitare oltre 5.500 ID.

Come per il listato della miscela contenente clump da quattro e sfere sfuse da 2,7 mm di diametro, anche per quella composta dai clump da due si è utilizzata la tecnica di applicazione della gravità per far depositare le particelle all'interno del provino.

Il listato, questa volta, è stato suddiviso in 37 fasi, dove per ognuna venivano generate 870 sfere, 19 clump con sfere da 5,5 mm e 15 clump con sfere da 9 mm.

Le fasi definite per i clump da due sfere risultano così suddivise:

- dalla fase 1 alla fase 31 abbiamo generato per ogni fase 38 clump da due sfere con diametro 5,5 mm; 15 clump da due sfere con diametro 9 mm e 870 sfere da 2,7 mm di diametro.
- nella fase 32 abbiamo generato 38 clump da due sfere con diametro 5,5, 4 clump da due sfere con diametro 9 mm e 870 sfere da 2,7 mm di diametro.

- dalla fase 32 alla fase 36 abbiamo generato per ogni fase 57 clump da due sfere con diametro 5,5 mm e 870 sfere da 2,7 mm di diametro.
- nella fase 37 abbiamo generato 55 clump da due sfere con diametro 5,5 e 848 sfere da 2,7 mm di diametro.

In totale perciò creeremo tramite il software 32204 sfere sfuse da 2,7 mm di diametro, 1499 clump da quattro sfere di diametro paria a 5,5 e 469 clump da quattro sfere di diametro 9 mm.

Solamente le singole particelle sono realizzate all'interno del volume predefinito, mentre per i clump si è utilizzato AutoCAD per costruire uno schema geometrico della loro disposizione, e dal quale ricavare le relative coordinate.

La schematizzazione è riportata in figura 4.5.

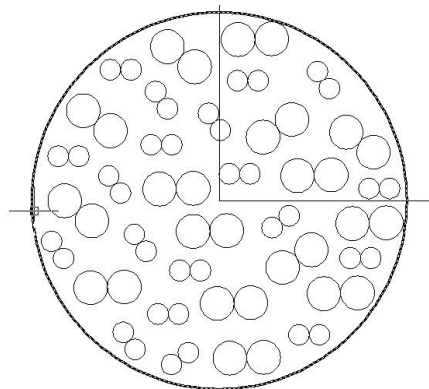


Figura Inserimento casuale dei clump nella base attraverso il programma Autocad

A seguire viene riportata una parte del listato che sarà utilizzato dal software per la creazione dei clump da due sfere.

Listato generazione clump da due sfere

gen id=37356,38204 rad 0.001385 0.001385 x=-0.03,0.03 y=-0.03,0.03 z=0.17,0.2

;generazione primo strato di clump sotto

ball id=5739 x 0.0048 y 0.0319 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5740 x 0.0103 y 0.0319 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5741 range id=5739,5740

ball id=5742 x 0.0261 y 0.0343 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5743 x 0.0293 y 0.0298 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5744 range id=5742,5743

ball id=5745 x 0.0026 y 0.0071 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5746 x 0.0081 y 0.0071 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5747 range id=5745,5746

ball id=5748 x 0.0399 y 0.0032 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5749 x 0.0454 y 0.0032 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5750 range id=5748,5749

ball id=5751 x 0.0141 y -0.0072 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5752 x 0.0186 y -0.0040 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5753 range id=5751,5752

ball id=5754 x 0.0349 y -0.0152 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5755 x 0.0404 y -0.0152 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5756 range id=5754,5755

ball id=5757 x 0.0212 y -0.0356 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5758 x 0.0267 y -0.0356 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5759 range id=5757,5758

ball id=5760 x -0.0128 y -0.0435 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5761 x -0.0083 y -0.0403 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5762 range id=5760,5761

ball id=5763 x -0.0257 y -0.0349 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5764 x -0.0225 y -0.0394 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5765 range id=5763,5764

ball id=5766 x -0.0109 y -0.0301 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5767 x -0.0164 y -0.0301 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5768 range id=5766,5767

ball id=5769 x -0.0106 y -0.0185 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5770 x -0.0051 y -0.0185 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5771 range id=5769,5770

ball id=5772 x -0.0196 y -0.0134 z 0.12 rad 0.00275

ball id=5773 x -0.0227 y -0.0089 z 0.12 rad 0.00275

clump add id=5774 range id=5772,5773

ball id=5775 x -0.0416 y -0.0153 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5776 x -0.0448 y -0.0108 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5777 range id=5775,5776

ball id=5778 x -0.0264 y 0.0020 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5779 x -0.0295 y 0.0065 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5780 range id=5778,5779

ball id=5781 x -0.043 y 0.0118 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5782 x -0.0375 y 0.0118 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5783 range id=5781,5782

ball id=5784 x -0.0182 y 0.0148 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5785 x -0.0127 y 0.0148 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5786 range id=5784,5785

ball id=5787 x -0.0029 y 0.0232 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5788 x 0.0002 y 0.0187 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5789 range id=5787,5788

ball id=5790 x -0.0139 y 0.0245 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5791 x -0.017 y 0.0290 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5792 range id=5790,5791

ball id=5793 x -0.0291 y 0.0348 z 0.12 rad 0.00275
ball id=5794 x -0.0236 y 0.0348 z 0.12 rad 0.00275
clump add id=5795 range id=5793,5794

4.3 Il listato della prova triassiale

4.3.1 Introduzione

Una volta generati i provini tramite il software PFC3d attraverso i file txt dei listati, gli stessi saranno sottoposti alla simulazione della prova triassiale, utilizzando come tensione di confinamento 400 kPa e 500 kPa

La prova, come nella realtà, si svolgerà tenendo sotto controllo la deformazione, attraverso la definizione della velocità delle pareti superiore ed inferiore della cella.

Durante le fasi del test, la velocità radiale del muro cilindrico di confinamento verrà controllata automaticamente utilizzando un servo-meccanismo, che manterrà una tensione di confinamento costante all'interno del campione.

4.3.2 Change wall stiffness

A questo punto sarà possibile definire gli aspetti più importanti della prova. Per prima cosa verrà introdotto il comando **change wall stiffness** (cws), con il quale sarà possibile modificare la rigidità del muro cilindrico. Il manuale consiglia di impostare tale rigidità ad un valore pari ad 1/10 di quello utilizzato per le particelle, al fine di realizzare un confinamento definito “soft” (Itasca, 2002). Successivamente verrà anche inserita la funzione **macro zero**, che ha lo scopo di annullare le velocità e le accelerazioni delle particelle.

Change wall stiffness

```
def cws ; change lateral wall stiffnesses
command
wall type cylinder id 1 kn=w_stiff
end_command
end

SET w_stiff= 1e7 ; make lateral wall stiffness=1/10 of ball stiffness
Cws

cyc 5000

set log on

macro zero 'ini xvel 0 yvel 0 zvel 0 xspin 0 yspin 0 zspin 0'
zero
```

4.3.3. Le funzioni FISH

Con il termine FISH si intende un linguaggio di programmazione implementato in PFC3D che permette all'utente di definire nuove variabili e funzioni, che possono essere usate per ampliare le funzionalità del software o per aggiungere caratteristiche create dall'utente stesso (Itasca, 2002).

Al fine di realizzare la prova triassiale, verranno richiamate le funzioni FISH **servo** e **get_gain**, con le quali si attiverà un servo-meccanismo numerico che manterrà costante la tensione di confinamento durante tutto il processo di

carico. La funzione servo viene attivata una volta per ciclo, e richiama la funzione **get_ss** in modo da determinare le tensioni, e attraverso l'utilizzo di un sistema servo-control corregge la velocità dei muri, in modo da ridurre la differenza tra i valori di tensione misurati e quelli richiesti.

La funzione servo

```
def servo
while_stepping
get_ss

udr = gr * (wsrr - srrreq)
w_radvel(wadd1) = -udr
if z_servo = 1

udz = gz * (wszz - szzreq)
w_zvel(wadd5) = udz
w_zvel(wadd6) = -udz
end_if

end
```

La funzione get_gain

```
def get_gain
alpha = 0.5
count = 0
avg_stiff = 0
cp = contact_head
loop while cp # null
if c_gobj2(cp) = wadd1
count = count + 1
avg_stiff = avg_stiff + c_kn(cp)
end_if
cp = c_next(cp)
end_loop
avg_stiff = avg_stiff / count
gr = alpha * height * pi * rad_cy * 2.0 / (avg_stiff * count * tdel)
count = 0
avg_stiff = 0
cp = contact_head
```

```
loop while cp # null
if c_gobj2(cp) = wadd5
count = count + 1
avg_stiff = avg_stiff + c_kn(cp)
end_if
if c_gobj2(cp) = wadd6
count = count + 1
avg_stiff = avg_stiff + c_kn(cp)
end_if
cp = c_next(cp)
end_loop
ncount = count / 2.0
avg_stiff = avg_stiff / count
gz = alpha * pi * rad_cy^2.0 / (avg_stiff * ncount * tdel)
end
```

La funzione get_ss

```
def get_ss
new_rad = w_radend1(wadd1)
rdif = new_rad - rad_cy
zdif = w_z(wadd6) - w_z(wadd5)
new_height = height + zdif
wsrr = -w_radfob(wadd1) / (new_height * 2.0 * pi * new_rad)
wszz = 0.5*(w_zfob(wadd5) - w_zfob(wadd6)) / (pi * new_rad^2.0)
werr = 2.0 * rdif / (rad_cy + new_rad)
wezz = 2.0 * zdif / (height + new_height)
wevol = wezz + 2.0 * werr
end
```

La funzione **iterate** verrà utilizzata per far proseguire il processo di calcolo, tramite step da 100 cicli, prima di raggiungere lo stato tensionale richiesto, che dovrà ricadere all'interno del valore di tolleranza indicato.

```
def iterate
loop while 1 # 0
get_gain
if abs((wsrr - srrreq)/srrreq) < sig_tol then
if abs((wszz - szzreq)/szzreq) < sig_tol then
```

```
exit
end_if
end_if
command
cycle 100
end_command
end_loop
end
```

4.3.4 Calcolo e controllo degli stati tensionali

Dal listato della funzione get_ss si potranno dedurre le tensioni assiale e di sconfinamento valutate come il valor medio di quelle che agiscono rispettivamente sulle superfici di base e sulle due semicirconferenze laterali individuate dal provino, dividendo la forza totale applicata per l'area relativa (Vignali, 2006).

Le deformazioni assiali si determina in funzione dell'altezza iniziale (L_0) e finale (L) del provino utilizzando la seguente relazione:

$$\varepsilon = \frac{L - L_0}{\frac{1}{2} \cdot (L_0 + L)}$$

Quelle volumetriche si valutano in funzione del raggio iniziale (R_0) e finale (R) del cilindro sfruttando la seguente equazione:

$$\varepsilon = \frac{R - R_0}{\frac{1}{2} \cdot (R_0 + R)}$$

La pressione di confinamento σ_c sarà mantenuta costante mediante la funzione get_gain che adatta la velocità radiale della parete cilindrica \dot{u}_w in modo da conservare la tensione misurata $\sigma^{measured}$ entro un determinato scarto da quella richiesta $\sigma^{required}$ secondo la formula:

$$\dot{u}_w = G \cdot (\sigma^{measured} - \sigma^{required}) = G \cdot \Delta\sigma$$

Il parametro G si determina valutando l'incremento della tensione applicata al cilindro $\Delta\sigma_w$ che si genera in un solo timestep Δt secondo la formula (Itasca, 2002):

$$\Delta\sigma_w = (k_{n_w} \cdot N_c \cdot \dot{u}_w \cdot \Delta t) / A$$

Dove:

\dot{u}_w velocità radiale della parete cilindrica;

N_c numero di contatti particella-muro;

k_{n_w} rigidità normale di questi contatti;

A area della parete.

Per la significatività del test è necessario che si verifichi la condizione:

$$|\Delta\sigma_w| < \alpha |\Delta\sigma|$$

Sostituendo $\dot{u}_w = G \cdot (\sigma^{measured} - \sigma^{required}) = G \cdot \Delta\sigma$ e $\Delta\sigma_w = \frac{k_{n_w} \cdot N_c \cdot \dot{u}_w \cdot \Delta t}{A}$

nell'equazione precedente si ottiene:

$$\frac{k_{n_w} \cdot N_c \cdot G \cdot |\Delta\sigma| \cdot \Delta t}{A} < \alpha |\Delta\sigma|$$

Da cui:

$$G = \frac{\alpha A}{k_{n_w} \cdot N_c \cdot \Delta t}$$

4.3.5 La definizione delle variabili history

Attraverso la funzione **accel_platens** sarà possibile incrementare, in modo controllato, la velocità delle piastre di carico superiore e inferiore, definendo così le seguenti variabili:

```
def conf
devi = wszz - wsrr      ; DEVIATORIC STRESS
deax = wezz - wezz_0    ; AXIAL STRAIN
devol = wevol - wevol_0 ; VOLUMETRIC STRAIN
conf = wsrr             ; CONFINING STRESS
end
```

Tale velocità incrementerà fino a raggiungere quella **_vfinal** in un numero predefinito di step, indicato con **_nstep**.

Nelle prove triassiali, verrà impostata una velocità finale di 0,001, e un valore dell'angolo di attrito pari a 0,42.

Capitolo 5

LA CREAZIONE DEI PROVINI:

DALL'INCOLLAGGIO AL LABORATORIO

5.1 Introduzione

Lo studio svolto nella presente tesi si lega al progetto di ricerca PRIN, che si occupa dell'approfondimento delle tecniche numeriche per la simulazione delle pavimentazioni stradali e che interessa il dipartimento dal 2007.

Si vuole acquisire la conoscenza sull'effetto che la forma geometrica del materiale granulare produce nei confronti del comportamento tenso-deformativo delle pavimentazioni stradali flessibili. Lo studio cerca di raggiungere l'obiettivo attraverso il confronto dei risultati ottenuti con le prove di laboratorio e con la modellazione numerica, attuata tramite il software PFC3d.

Nelle pagine seguenti verranno presentati i materiali utilizzati, le modalità di creazione dei clump fino ad arrivare alla realizzazione della prova triassiale presso i laboratori della società Tecnotest di Modena.

5.2 Materiali e loro caratteristiche

Per poter rappresentare più fedelmente possibile il fuso granulometrico presente nelle sovrastrutture stradali flessibili, si è deciso dopo varie ricerche e studi su possibili materiali, di adottare sfere d'acciaio di varie dimensioni.

Certamente la scelta di un elemento sferico non si allinea completamente con la realtà geometrica di un aggregato naturale, permette però la realizzazione di un "aggregato ideale", facile da modellare attraverso il software PFC3d.

Ulteriori requisiti richiesti alle sfere in acciaio sono la resistenza alla ruggine e la durezza.

Il materiale che risulta meglio avvicinarsi ai requisiti richiesti è sicuramente l'acciaio INOX tipo 420 C che vanta una media resistenza e buona inossidabilità (tabella 5.1).

Tabella 5.1 Le specifiche dell'acciaio per le sfere

| ACCIAIO/ STEEL | Acciai comparabili/Designations of comparable steels | | ANALISI/COMPOSITION * | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|---|---|-----------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-----|----------------|-------------|-----|----|----|-------------|--------------|---------------|----|
| | | | C% | Si% | Mn% | P% | S% | Co% | Cr% | Mo% | Ni% | V% | W% | Cu% | Al% | O% | N% |
| AL CROMO 100 Cr6 | UNI 100 Cr6 AISI E52100 W. 1.3505 | AFN. 100 Cr6 JIS SUJ 2 DIN 100Cr6 | 0.93 1.05 | 0.15 0.35 | 0.25 0.45 | 0.025 max | 0.015 max | - | 1.35 1.60 | 0.10 max | - | - | - | 0.30 max | 0.050 max | 0.0015 max | - |
| INOX AL 13% 420 B | UNI X30Cr13 AISI - W. 1.4028 | AFN. Z30C13 JIS SUS 420 J 2 DIN X30Cr13 | 0.26 0.35 | 1.00 max | 1.50 max | 0.040 max | 0.015 max | - | 12.00 14.00 | - | - | - | - | - | - | - | - |
| INOX AL 13% 420 C | UNI X40Cr14 AISI - W. 1.4034 EN 1.3541/X47Cr14 | AFN. Z40C14 JIS - DIN X46Cr13 | 0.43 0.50 | 1.00 max | 1.00 max | 0.040 max | 0.015 max | - | 12.50 14.50 | - | - | - | - | - | - | - | - |

Il materiale è stato fornito dalla ditta Torinese MARTIN, la quale ha realizzato il prodotto attraverso un percorso diviso in cinque passaggi: lo stampaggio, la sgrossatura, la tempra, la rettifica e la lappatura.

Una volta verificata nella prima fase l'idoneità attraverso il collaudo di accettazione, la materia prima, viene lavorata attraverso stampatrici (figura 5.1) ad altissima velocità.



Figura 5.1 macchina stampatrice ad alta velocità

Nella seconda fase di lavorazione vengono fatti passare i vari pezzi attraverso dischi a gole concentriche per eliminare i testimoni di stampaggio e conferire rotondità alla sfera (figura 5.2).

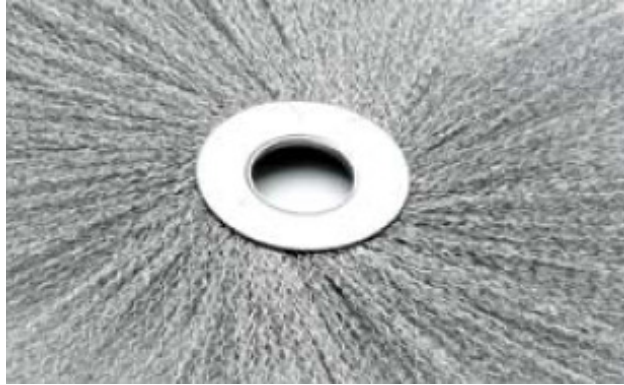


Figura 5.2 dischi per sgrossatura

I dischi sono composti da filo in acciaio di vari diametri 008-010-012-015-020-030-040; grazie alla particolare conformazione i dischi hanno un'elevata capacità di ventilazione, pertanto non subiscono il surriscaldamento dovuto alla velocità di rotazione.

Successivamente si passa al trattamento termico che conferisce la massima durezza possibile e quindi le migliori caratteristiche ottenibili in relazione ai materiali; data la scarsa conducibilità termica degli acciai INOX il riscaldamento deve essere molto lento; risulta perciò consigliabile operare un riscaldamento in due fasi differenti:

- Nella prima fase il riscaldamento viene ceduto lentamente fino ad una temperatura di qualche centinaia di gradi inferiore alla temperatura di austenitizzazione (1170° - 1200°), mantenendo l'acciaio a tale temperatura sino al raggiungimento dell'equilibrio termico;
- Nella fase successiva una volta raggiunto l'equilibrio si riscalda rapidamente fino alla temperatura di tempra.

Operando in questo modo si evitano rotture per shock termico dovute a rapidi riscaldamenti e ingrossamenti del grano causati da una troppo prolungata permanenza dell'acciaio ad elevate temperature.

Nella quarta fase vengono eseguiti accurati e ripetuti processi di rettifica con mole di ceramica che conferiscono una maggiore precisione dimensionale alle sfere (figura 5.3).



Figura 5.3 macchina per la rettifica dell'acciaio inox.

Grazie alla fase di rettifica, le sfere di acciaio inox vengono predisposte al passo successivo di lappatura (lucidatura) (figura 5.4) fase nella quale si conferisce alla sfera una superficie perfettamente lucida, compatta ed esente da difetti, eliminando al massimo la rugosità superficiale ad un livello molto inferiore a quella previste dalle norme ISO 3290 (tabella 5.2).

M.M.8380
Ø 381 mm

| STANDARDS & TOLERANCES (ISO 3290 - 1998) | | | | | | | |
|--|---|--|--|---|----------------------------------|---------------------------------------|---|
| Grade | Variation of ball diameter V _{DWS} Max. | Deviation from spherical form t _{DW} Max. | Surface roughness R _a Max. | Lot diameter Variation V _{DWL} Max. | Gauge Interval I _G | Preferred gauges | |
| | | | | | | | Subgauge Interval |
| G3 | 0.08 | 0.08 | 0.010 | 0.10 | 0.5 | -5 _r ,...-0.5 _r | 0 _r +0.5 _r ,...+5 |
| G 5 | 0.13 | 0.13 | 0.014 | 0.25 | 1 | -5 _r ,...-1 _r | 0 _r +1 _r ,...+5 |
| G 10 | 0.25 | 0.25 | 0.020 | 0.5 | 1 | -9 _r ,...-1 _r | 0 _r +1 _r ,...+9 |
| G 16 | 0.4 | 0.4 | 0.025 | 0.8 | 2 | -10 _r ,...-2 _r | 0 _r +2 _r ,...+10 |
| G 20 | 0.5 | 0.5 | 0.032 | 1 | 2 | -10 _r ,...-2 _r | 0 _r +2 _r ,...+10 |
| G 24 | 0.6 | 0.6 | 0.040 | 1.2 | 2 | -12 _r ,...-2 _r | 0 _r +2 _r ,...+12 |
| G 28 | 0.7 | 0.7 | 0.050 | 1.4 | 2 | -12 _r ,...-2 _r | 0 _r +2 _r ,...+12 |
| G 40 | 1 | 1 | 0.060 | 2 | 4 | -16 _r ,...-4 _r | 0 _r +4 _r ,...+16 |
| G 60 | 1.5 | 1.5 | 0.080 | 3 | 6 | -18 _r ,...-6 _r | 0 _r +6 _r ,...+18 |
| G100 | 2.5 | 2.5 | 0.100 | 5 | 10 | -40 _r ,...-10 _r | 0 _r +10 _r ,...+40 |
| G 200 | 5 | 5 | 0.150 | 10 | 15 | -60 _r ,...-15 _r | 0 _r +15 _r ,...+60 |
| G 500* | 12.5 | 12.5 | | 25 | | | |
| G 1000* | 25 | 25 | | 50 | | | |

According to AFBMA Standards

Figura 5.4 macchina per lappatura del materiale

Tabella 5.2 Normativa Iso 3290

Terminata la produzione delle sfere in acciaio inox vengono attivati numerosi controlli sul materiale per assicurarne prima della spedizione le migliori caratteristiche di precisione, durezza, ecc. e garantire la massima qualità prima della spedizione.

Ogni lotto di sfere viene controllato attraverso sofisticate macchine che eseguono verifiche sullo stato superficiale della sfera e sulla sua integrità, scartando eventuali pezzi difettosi (sito Sfere Martin).

Una volta superate tutte le verifiche, le sfere vengono confezionate in appositi contenitori sui quali viene affissa una etichetta (figura 5.5) di riconoscimento dove si evidenziano alcune informazioni sul materiale.



Figura 5.5 Esempi caratteristiche sfere riportate sulle confezioni

5.3 La miscela

Per la realizzazione delle prove triassiali è stato necessario definire la curva granulometrica della miscela, cioè specificare la quantità e le dimensioni delle particelle coinvolte.

Come primo passo sono state analizzate le specifiche ANAS riguardanti i fusi granulometrici relativi alle pavimentazioni tradizionali. I valori riportati sono distinti a seconda dello strato della pavimentazione preso in esame, quali lo strato di base, il binder, lo strato di usura e la fondazione.

Per ogni strato viene fissato un intervallo di variazione all'interno del quale possono essere inserite le caratteristiche del materiale slegato, indicandone i limiti superiore ed inferiore (figura 5.6).

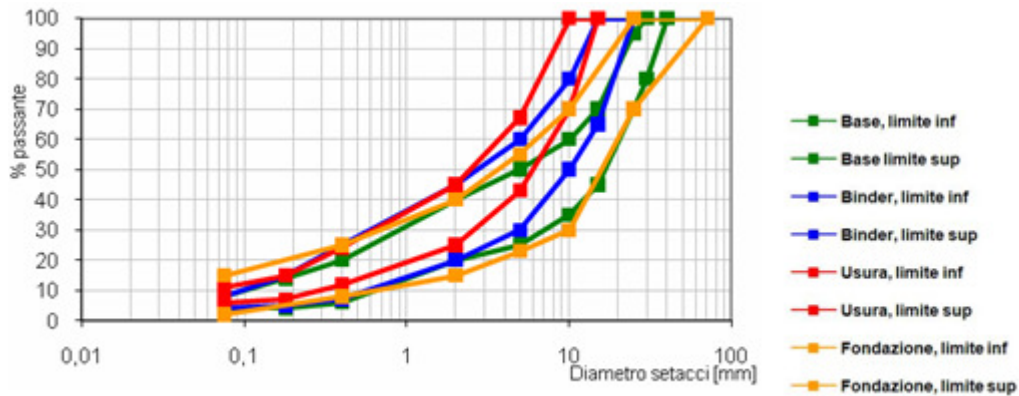


Figura 5.6 Curva granulometriche degli strati della pavimentazione

La miscela utilizzata è stata realizzata con singole sfere di acciaio per creare un fuso assortito con diametri pari a 2,77 mm, 5,5 mm e 9 mm (figura 5.7).

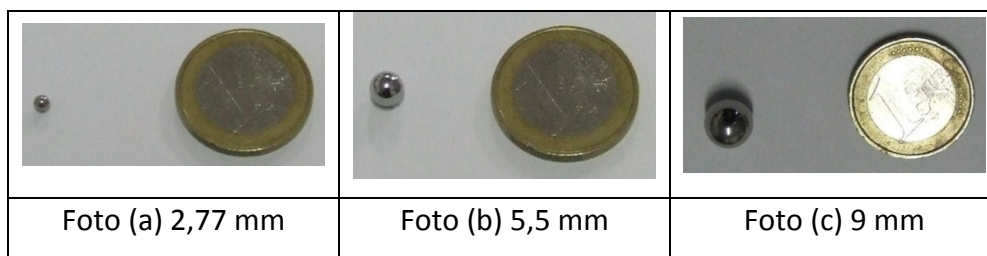


Figura 5.7 diametri delle sfere utilizzate nella miscela

Per ogni frazione è stato determinato il numero di elementi necessari per la prova in laboratorio (tabelle 5.3, 5.4).

Tabella 5.3 Composizione granulometrica della miscela per la costruzione di clump da due

| Diametro [mm] | Numero di sfere singole utilizzate per la produzione dei clump da due |
|---------------|---|
| 2,77 | 32.204 sfere inserite nel provino sfuse. |
| 5,5 | 2998 |
| 9 | 938 |

Tabella 5.4 Composizione granulometrica della miscela per la costruzione di clump da quattro

| Diametro [mm] | Numero di sfere singole utilizzate per la produzione del clump da quattro |
|----------------------|--|
| 2,77 | 32.200 sfere inserite nel provino sfuse. |
| 5,5 | 3240 |
| 9 | 808 |

5.4 La creazione dei clump

Realizzare un clump significa incollare e rendere solidali tra loro più sfere, nello studio svolto si sono creati clump formati da due e da quattro sfere. In sperimentazioni future le analisi continueranno anche su altre configurazioni per avvicinarci maggiormente alla geometria reale degli aggregati naturali.

Una volta scelte le dimensioni delle sfere si è studiato quale fosse la miglior metodologia manuale per unire le particelle al fine di creare un aggregato artificiale il più simile possibile alla realtà.

I clump ottenuti devono essere sufficientemente resistenti, in modo da sopportare le sollecitazioni a cui vengono sottoposti all'interno della cella triassiale senza disgregarsi.

Il numero dei clump necessari per costituire il provino da sottoporre alla prova triassiale è risultato piuttosto elevato, per questo motivo si è cercata una tecnica di assemblaggio pratica e se possibile veloce.

Inizialmente si era pensato alla possibilità della saldatura ad arco ma subito scartata in quanto inadeguata perchè le sfere risultano avere un diametro troppo piccolo ed il processo risulterebbe poco pratico e piuttosto lento.

Si è perciò deciso di unire le sfere manualmente con della colla bicomponente (materiale+indurente), tenendo conto della praticità ed economicità del prodotto.

Dopo aver confrontato pregi e difetti dei vari strumenti, la scelta è ricaduta sull'utilizzo di acciaio liquido come collante (tabella 5.5).

Tabella 3.5 Scelta del tipo di collante per realizzare clump di acciaio

| Tipo di processo | Pregi | Difetti |
|-------------------------|---|--|
| Saldatura a filo | | Diametro minimo delle sfere troppo piccolo |
| Colla | Facilità di utilizzo | Diametro minimo delle sfere troppo piccolo |
| Silicone | Facilità di utilizzo | Scarsa resistenza |
| Resina epossidica | Facilità di utilizzo | Tossicità |
| Acciaio liquido | Facilità di utilizzo, buona resistenza, nessuna tossicità | |

E' stato scelto l'acciaio liquido della Pattex (di facile reperibilità) (figura 5.8), prodotto dalla Henkel Loctite Adesivi s.r.l., esso è una pasta adesiva epossidico/metallica a due componenti di colore acciaio naturale. La si può utilizzare sia per la saldatura di parti metalliche che per l'incollaggio di materiali come vetro, ceramica, muratura, legno e la maggior parte delle materie plastiche.

La confezione è formata da tre elementi, il collante, la vaschetta in materiale plastico dove versare e combinare tra loro le componenti e l'asticella plastica appuntita per raccogliere il collante una volta miscelato e poterlo così posizionare sulle parti da unire.

Il collante è contenuto all'interno di una apposita doppia siringa "spingi-prodotto", dalla quale con semplicità è possibile estrarre i due componenti, parte A e parte B, che verranno successivamente mischiati in uguali quantità (rapporto di miscelazione 1:1).

E' di fondamentale importanza, quando collante ed indurente vengono versati nella vaschetta di plastica, dosarne bene le quantità; bastano infatti pochi minuti a contatto con l'aria per fare indurire eccessivamente il prodotto rendendolo inutilizzabile.

Per facilitare l'incollaggio, è bene una volta mischiata la colla, aspettare un istante prima di utilizzarla in modo tale che raggiunga una viscosità tale da rendere più facile il posizionamento sull'elemento da unire, questo perchè nei primi secondi dopo la miscelazione ci si ritrova con un prodotto piuttosto liquido e poco viscoso che risulta difficile posizionare sulle sfere in modo omogeneo e definitivo causandone una notevole perdita.

Se le due miscele A e B vengono mischiate al meglio e nella giusta quantità, si è certi che l'indurimento si concluderà nei tempi previsti dal produttore (24 ore), in caso contrario si possono osservare alcune parti di prodotto ancora molto umide anche dopo uno o due giorni di fermo.

E' importante anche mantenere riunito al meglio l'incollante nella vaschetta plastica perché in questo modo si ritarda l'indurimento allungando così il tempo utile di utilizzo e la quantità di sfere assemblate senza lo spreco di troppo adesivo.

Il fenomeno della presa si realizza in circa 6-8 minuti, mentre la fase di indurimento si svolge nelle successive 24 ore. I valori si riferiscono a condizioni termiche che si aggirano attorno a 20 °C.

Dopo la fase di presa e indurimento è possibile affermare che il prodotto presenta un'alta resistenza meccanica e chimica fino alla temperatura di 100 °C (sito Henkel).



Figura 5.8 Confezione collante Acciaio Liquido Pattex

Una volta scelta la pasta adesiva, si è passati alla generazione dei vari clump da due e da quattro sfere.

Per l'incollaggio dei clump, si è scelto di cominciare per semplicità dal quattro sfere (figura 5.9).

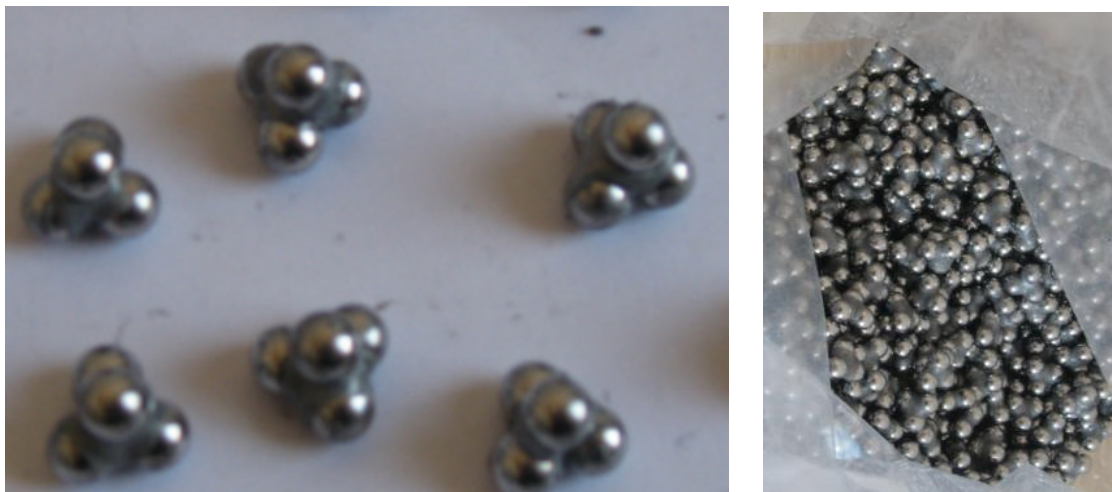


Figura 5.9 Clump formati da quattro sfere

Non si sono incontrati problemi particolari in quanto si è partiti da una base pre-assemblata di tre sfere perciò non è stato per nulla difficile inserire il collante nella cavità e appoggiare manualmente la quarta sfera che riusciva senza problemi a rimanere in equilibrio fino al termine della presa, i clump da quattro sfere venivano poi appoggiati su una superficie piana a completare la fase di indurimento e questo avveniva in circa 24/30 ore.

Successivamente si è passati all'assemblaggio dei clump da due sfere, come nel caso precedente non si sono incontrati particolari problemi anche se la concentrazione è risultata maggiore non avendo a disposizione nessuna base precedentemente assemblata; la metodologia scelta è stata quella di tipo manuale posizionando l'incollante della giusta viscosità su una prima sfera e poi con l'aiuto dell'altra mano veniva appoggiata la seconda sfera sulla prima facendo attenzione che non ruotasse portandosi dietro l'impasto.

Dopo alcuni istanti successivi all'incollaggio i clump venivano adagiati con cura sopra una superficie orizzontale per completare la fase di presa e indurimento.

5.5 Clump e laboratorio

Inizialmente è stato creato un provino (dimensioni: base 100 mm, altezza 200 mm) (figura 5.10) da laboratorio dove i clump costituiti da quattro sfere di diametro pari a 5,5 mm e 9 mm sono stati inseriti con l'aggiunta di sfere sfuse di diametro 2,77 mm.

Per questa prima fase sono stati utilizzati 801 clump composti da quattro sfere di 5,5 mm e 202 clump formati da quattro sfere di 9 mm (figura 5.11), con l'aggiunta di 32200 sfere sfuse di diametro 2,77.

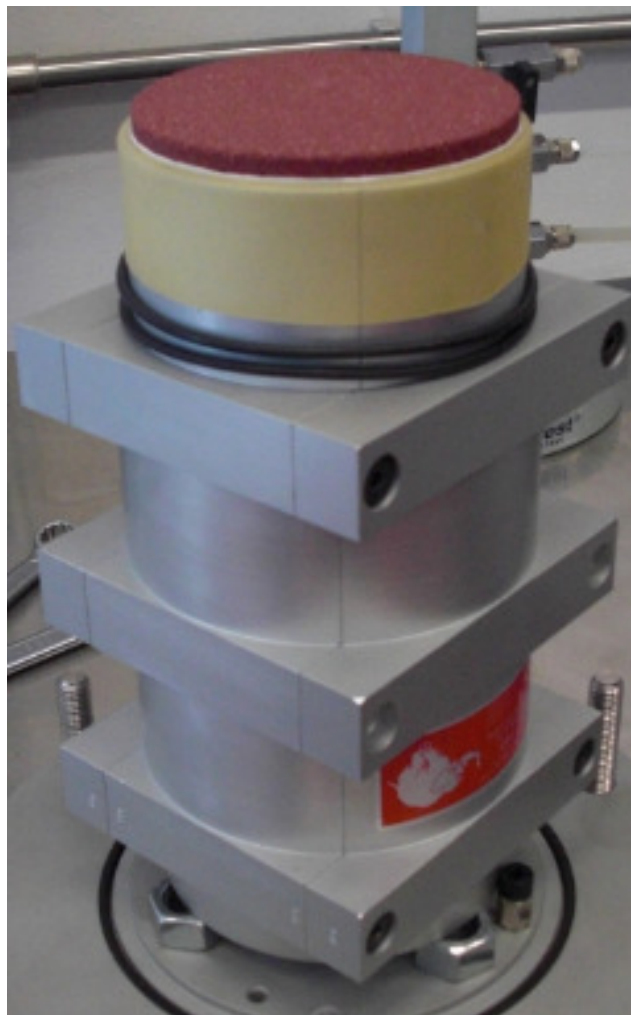


Figura 5.10 provino di laboratorio



Figura 5.11 fase di riempimento primo provino.

Il secondo provino, delle stesse dimensioni, è stato realizzato con clump da due sfere di diametro pari a 5,5 mm e 9 mm e da sfere sfuse con diametro pari a 2,77 mm.

Per questa seconda fase sono stati utilizzati 1499 clump composti da due sfere di 5,5 mm e 469 clump formati da due sfere di 9 mm (figura 5.12), con l'aggiunta di 32204 sfere sfuse di diametro 2,77.



Figura 5.12 fase di riempimento secondo provino

La prova scelta per studiare il sistema sia in ambito numerico attraverso PFC3d che in ambito pratico (laboratorio), è stata la prova triassiale considerando che:

- Fornisce risultati significativi sul fenomeno fisico studiato;
- È facile e veloce da svolgere;
- È facile da modellare con il DEM particellare tramite PFC3d.

La prova triassiale nasce per lo studio delle terre (vedere capitolo 6), e pertanto è necessario adottare alcuni accorgimenti, per poterla adattare alla sperimentazione.

Il provino da sottoporre a prova triassiale una volta riempito da clump e sfere sfuse di acciaio, viene delimitato esternamente da una membrana di gomma piuttosto sottile (figura 5.13), che non permette in nessun modo l'auto-sostenimento tipico delle terre sottolineando così l'incapacità di rimanere in equilibrio verticale.



Figura 5.13 membrane utilizzate per il confinamento del provino.

Inizialmente si è risolto il problema utilizzando un cilindro realizzato con un foglio di carta filtro; questo cilindro viene interposto tra la membrana e le sfere per conferire la rigidità necessaria a mantenere il provino in posizione verticale durante il suo confezionamento. L'aggiunta del cartoncino non fornisce contributi resistenti durante il test perché una volta bagnato il materiale perde le sue caratteristiche resistenti (figura 5.14).



Figura 5.14 inserimento del cartoncino nel supporto cilindrico

Durante le prime sperimentazioni il cartoncino-filtro veniva introdotto all'interno del provino senza incollarne il bordo laterale ma questa soluzione subito scartata portava al collasso del provino stesso compromettendo già nella prima fase la riuscita della prova triassiale in laboratorio (figura 5.15).



Figura 5.15 Il collasso del provino con rinforzo non incollato

Si è deciso così in una fase successiva della sperimentazione di utilizzare lo stesso rinforzo di cartoncino-filtro incollandolo però lungo il bordo per assicurare una resistenza verticale nelle prime fasi della prova.

Con questa modalità di rinforzo si è riusciti ad eseguire solamente la prima prova triassiale su clump da quattro sfere con pressione di 400Mpa e 100Mpa.

Le tre prove successive non sono andate a buon fine perché appena saliva la pressione all'interno della cella, si formavano dei micro fori nella membrana di confine che non permettevano più la divisione tra provino interno e esterno annullando così la validità della prova.

Si è scoperto poi che i fori sulla membrana erano causati dall'incollante dei clump perché in alcuni casi prima dell'indurimento il collante si deformava formando alcune punte piuttosto affilate che a causa dell'aumento della pressione riuscivano schiacciandosi contro la parete a forare il confine.

Si è deciso così di utilizzare non più un solo strato di cartoncino-filtro ma due strati inseriti in modalità coassiale e questo accorgimento ha reso possibili le prove successive senza la creazione di fori sulla membrana.

Le prove di laboratorio sono state svolte presso la sede della ditta Tecnotest (figura 5.16), le prove si sono svolte in due giornate sui clump da due sfere e sui clump da quattro sfere.



Figura 5.16 Logo della ditta Tecnotest

5.6 Fasi di laboratorio

La prima operazione da svolgere consiste nell'inserire la membrana fissandola alla base con attraverso anelli in materiale plastico-gommoso detti o-ring indispensabili per legarla alla base del provino e mantenere poi in fase avanzata la pressione immessa (figura 5.17).

All'interno della membrana verranno poi introdotti in modalità coassiale i due cilindri in cartoncino-filtro rigido (Figura 5.18) le cui estremità sono state preventivamente incollate per garantire che una volta riempito il provino non ci sia un collasso del campione.

Per tutti e due i campioni studiati si è utilizzata una fustella con dimensioni pari a 100 mm di diametro e 200 mm di altezza (figura 5.19).



Figura 5.17 Posizionamento della membrana di confine



Figura 5.18 Il doppio cartoncino da filtro e la membrana di gomma

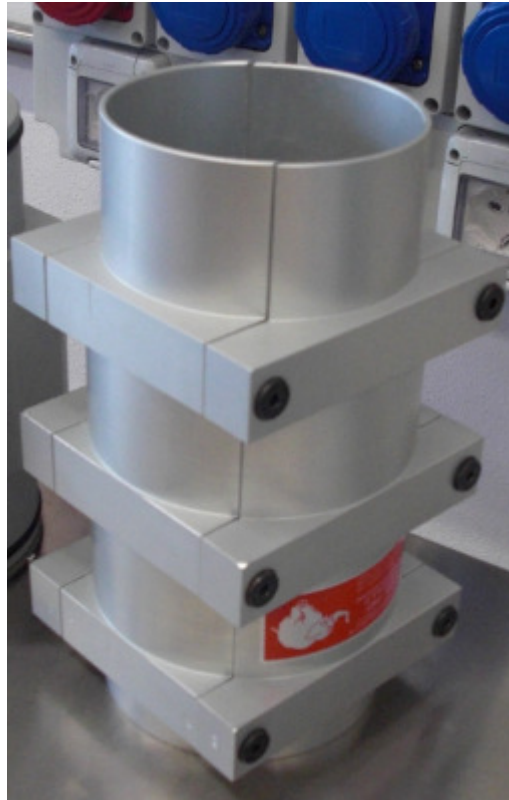


Figura 5.19 Fustella cilindrica utilizzata per assemblare il campione

Nella fase successiva vengono assemblate le quattro pareti della fustella metallica intorno al provino racchiudendo così sia la membrana sia i due cilindri di cartoncino-filtro (figura 5.20).

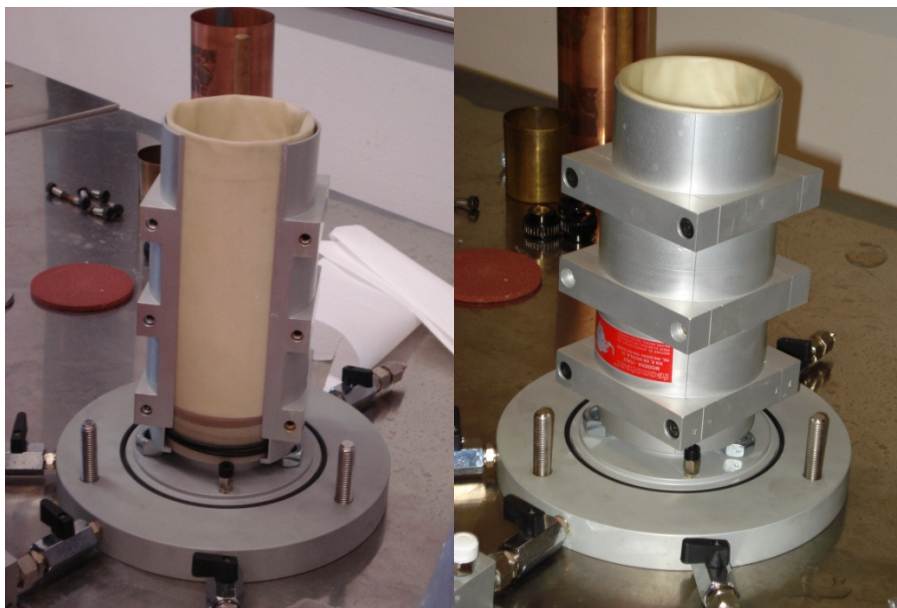


Figura 5.20 Fustella di contenimento metallico

Una volta chiusa la fustella metallica attraverso le viti esagonali presenti sui lati esterni, si è passati al processo di riempimento del cilindro utilizzando i clump e le sfere sfuse. Il riempimento è avvenuto sia per il provino con clump da quattro sfere sia per il provino con clump da due sfere seguendo la stessa procedura:

- nella prima fase vengono inserite sul fondo sfere sfuse di diametro 2,77 mm per formare uno strato di base a contatto diretto con il disco di pietra porosa (figura 5.21) che fa da chiusura e lascia drenare l'acqua;
- nella seconda fase viene inserito uno strato di clump da 5,5 mm di diametro;
- nella terza fase viene inserito un terzo strato di clump da 9 mm di diametro;
- nella quarta fase si inserisce uno strato di sfere sfuse di diametro pari a 2,77.

Dopo ogni inserimento di clump e sfere sfuse, si è utilizzato un pestello (figura 5.22) in legno per fornire una leggera compattazione del materiale all'interno del campione. Lo schema di inserimento sfere descritto prosegue poi fino al completo riempimento.

Una volta raggiunta la superficie (figura 5.23) si realizza uno strato finale di sfere sfuse da 2,77 mm a contatto con il disco di pietra porosa che fa da chiusura (figura 5.24).

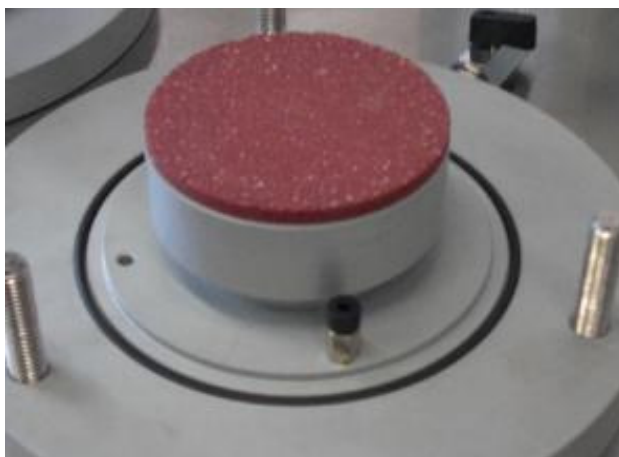


Figura 5.21 Base del provino e pietra porosa



Figura 5.22 Pestello utilizzato per compattare il provino.

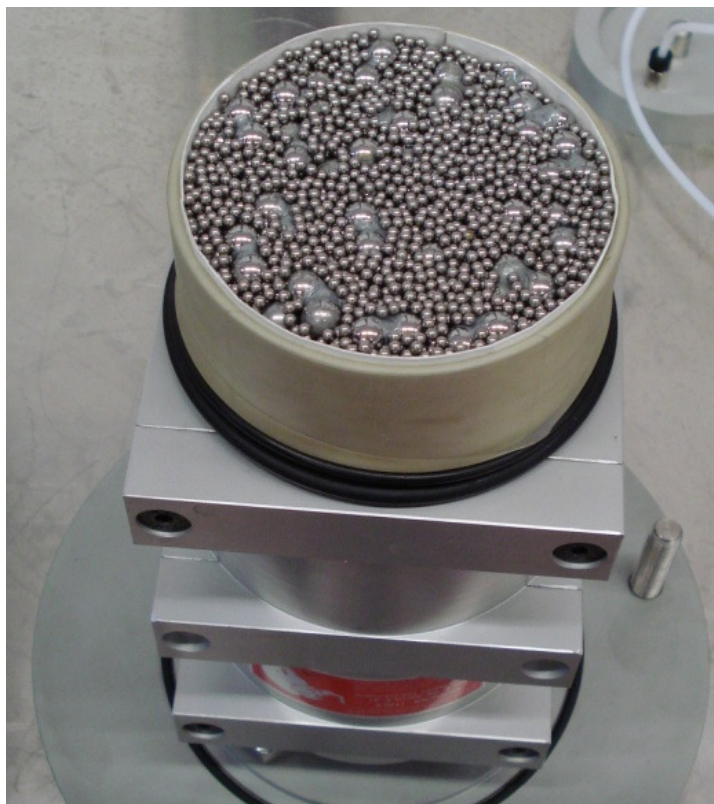


Figura 5.23 Il campione riempito di particelle:

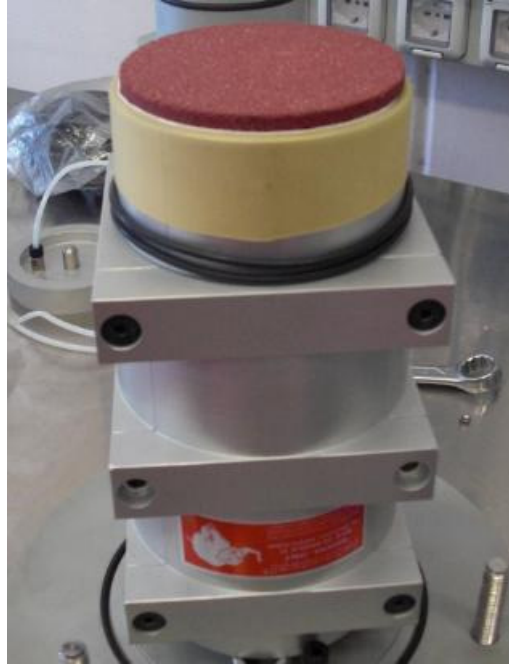


Figura 5.24 Pietra porosa superficiale di chiusura

A questo punto si inserisce il tappo metallico, si fissa in modo definitivo la membrana nella parte finale superiore con l'o-ring al tappo e successivamente vengono rimosse le pareti metalliche della fustella (figura 5.25).



Figura 5.25 Smontaggio fustella metallica e fissaggio membrana tramite oring superiore

Al passo successivo il provino ottenuto (figura 5.26) viene inserito all'interno della cella triassiale (figura 5.27).



Figura 5.26 Provino terminato



Figura 5.27 Provino inserito nella cella triassiale

Una volta inserito il provino sotto la campana di vetro e chiusi i tre dadi di assemblaggio si procede con il riempimento della cella.(figura 5.28).

Il liquido utilizzato è l'acqua la quale rappresenta il mezzo migliore per distribuire in modo uniforme la pressione generata durante la prova triassiale.

Nell'acqua utilizzata non devono comparire bolle d'aria perciò prima di immetterla deve essere trattata attraverso uno speciale serbatoio (figura 5.29).



Figura 5.28 Cella triassiale durante il riempimento



Figura 5.29 serbatoio di accumulo e di eliminazione aria

Una volta riempita completamente la cella passiamo a collegare tutti i raccordi che ci permettono di aumentare la pressione all'interno del provino e all'esterno dello stesso (tabella 5.6), assicurandoci sempre durante la fase successiva che le due pressioni interna ed esterna al provino risultino essere sempre allo stesso livello definito a priori.

Tabella 3.6 Pressione data

| Prove totali | Tensione di confinamento [kPa] | Back pressure [kPa] |
|--------------|--------------------------------|---------------------|
| 2 | 400 | 100 |
| 2 | 500 | 100 |

Una volta raggiunte le pressioni desiderate andiamo a posizionare il tutto sul macchinario di prova triassiale (figura 5.30), sincronizziamo il software (figure 5.31, 5.32) con i trasduttori e attiviamo la prova.

La prova consiste nel portare a rottura il provino (figure 5.33, 5.34) fornendo una velocità impostata dall'operatore pari a 1 mm/minuto che porterà il nostro provino a rottura.



Figura 5.30 Cavalletto prova triassiale

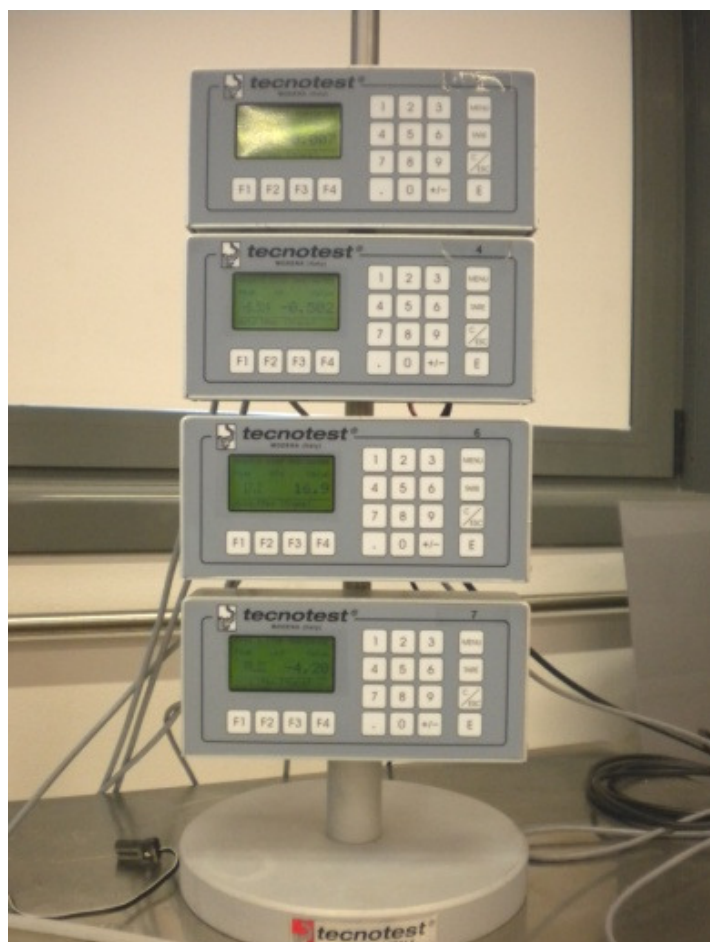


Figura 5.31 Il software TDA

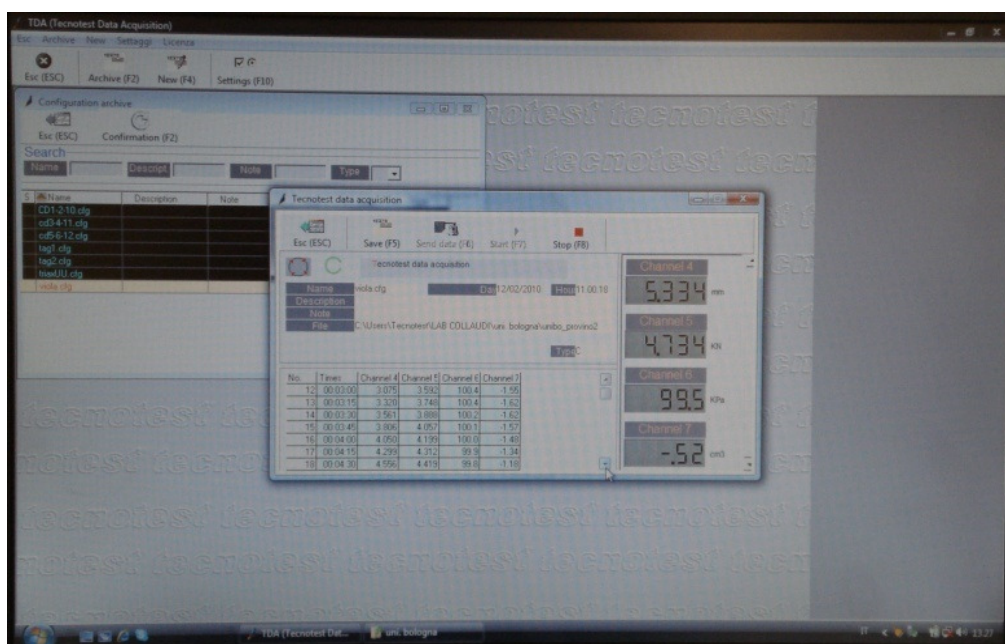


Figura 5.32 Il software TDA



Figura 5.33 Provino portato a rottura



Figura 5.34 Provino finale al termine della prova

Terminata la prova si preleva il campione dalla cella triassiale, controllando numero di clump che sono arrivati a rottura.

Come si può vedere dalla (figura 3.34) la carta filtro doppio strato inserita come elemento di contenimento, una volta a contatto con l'acqua, ha cominciato a dissolversi dimostrando l'ipotesi di mancanza di contributo resistente.

I dati raccolti durante la prova sono stati memorizzati tramite il software TDA (Tecnotest Data Acquisition), questi dati verranno analizzati confrontandoli con il modello matematico nella fase successiva della ricerca.

Capitolo 6

PROVA TRIASSIALE E RESISTENZA AL TAGLIO

6.1 Prova triassiale

La prova triassiale rappresenta la prova fondamentale per lo studio del comportamento delle terre ed è usata principalmente per determinare la resistenza al taglio di questi materiali granulari (Colombo e Colleselli).

Il provino è di forma cilindrica e presenta un'altezza pari a $2 \div 2,5$ volte il diametro; abbastanza usuali sono dimensioni di circa 38 mm di diametro e $75 \div 85$ mm di altezza; più raramente si lavora con dimensioni di $70 \div 100$ mm di diametro e $180 \div 220$ mm di altezza. Per i materiali a grana grossa il diametro del provino deve essere almeno pari a 5 volte la dimensione del grano più grosso.

Nella prova triassiale (figura 6.1) il provino cilindrico è racchiuso lateralmente da una sottile membrana di gomma fermata alle estremità da anelli ugualmente di gomma; è separato dalla base e dal cappello di carico mediante piastre porose ed è posto in una cella cilindrica riempita d'acqua.

Alcuni collegamenti all'estremità del campione permettono il drenaggio dell'acqua e dell'aria dei pori del provino, la misura della pressione neutra e, inoltre, consentono di procedere alla saturazione del provino con l'applicazione di una pressione (back pressure) al fluido interstiziale.

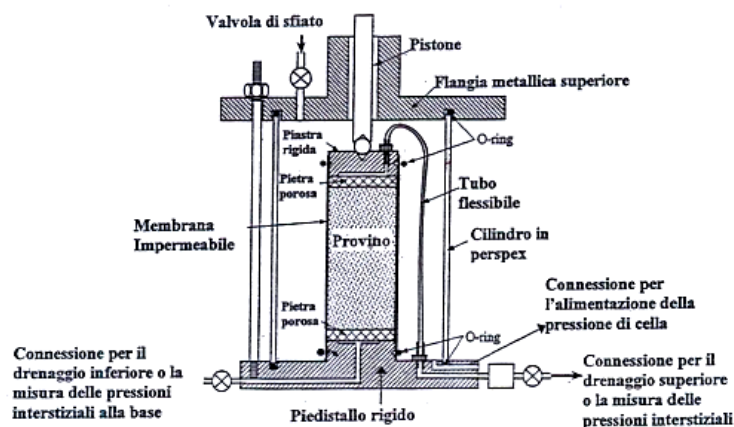


Figura 6.1 L'attrezzatura di prova

Nella prova triassiale standard il provino cilindrico di terra è prima sottoposto ad una pressione isotropica $\sigma_r = \sigma_a$ (fase di consolidazione), applicata mettendo in pressione l'acqua di cella (pressione di contenimento) e poi ad una pressione $\sigma_a - \sigma_r$ in direzione assiale, applicata mediante una pressa a velocità di deformazione costante, fino ad arrivare alla rottura (fase di rottura).

Poiché non vi sono tensioni di taglio sulle superfici del provino, la tensione assiale σ_a e quella di contenimento σ_r sono le tensioni principali maggiore e minore σ_1 e σ_3 , e l'incremento della tensione assiale $\sigma_a - \sigma_r = \sigma_1 - \sigma_3$ è indicato come tensione o sforzo deviatorico.

Le prove triassiali si distinguono principalmente in relazione alle condizioni di drenaggio che si hanno durante ogni stadio:

- Nelle prove senza drenaggio o prove UU non viene permesso alcun drenaggio e quindi nessuna dissipazione di pressione dei pori né durante l'applicazione della pressione di contenimento né durante l'applicazione della pressione verticale.
- Nelle prove con consolidazione, ma senza successivo drenaggio, CU viene permesso il drenaggio durante l'applicazione della pressione di contenimento finché il campione è completamente consolidato sotto questa pressione, mentre durante l'applicazione della pressione verticale non è permesso alcun drenaggio e si misura la pressione neutra.
- Nelle prove con drenaggio CD il drenaggio è possibile durante tutta la prova, cosicché si ha consolidazione completa sotto la pressione σ_3 , durante l'applicazione della pressione verticale $\sigma_1 - \sigma_3$ non si ha formazione di pressione neutra in eccesso e si misurano le variazioni di volume del provino.

▪

Oltre alla prova triassiale standard (consolidazione isotropa e rottura per compressione) l'attrezzatura permette, a seconda dei valori di σ_a e σ_r , di ottenere le altre seguenti condizioni di prova.

Nella prima fase (consolidazione) si distinguono:

- Consolidazione isotropa $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3 = \sigma'_a = \sigma'_r$;
- Consolidazione anisotropa $\sigma'_a \neq \sigma'_r$;
- Consolidazione monodimensionale $\sigma'_r = k_0 \cdot \sigma'_a, \varepsilon_r = 0$.

Nella seconda fase di prova (rottura) si distinguono:

- Compressione per carico, aumentando $\sigma_a = \sigma_1$ e tenendo costante $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$;
- Compressione per scarico, tenendo costante $\sigma_a = \sigma_1$ diminuendo $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$;
- Estensione per carico, aumentando $\sigma_r = \sigma_1 = \sigma_2$ e tenendo costante $\sigma_a = \sigma_3$;
- Estensione per scarico, diminuendo $\sigma_a = \sigma_3$ e tenendo costante $\sigma_r = \sigma_1 = \sigma_2$.

Queste diverse condizioni di prova corrispondono ad alcune situazioni reali che si possono incontrare.

La compressione per carico corrisponde allo stato di sollecitazione che si ha nel terreno di fondazione di un'opera, mentre la compressione per scarico corrisponde a quello che si ha nel terreno che spinge un muro di sostegno (spinta attiva).

L'estensione per scarico corrisponde allo stato di sollecitazione nel terreno subito al di sotto del fondo di uno scavo, mentre l'estensione in carico corrisponde a quello che si ha nel terreno al piede di una paratia (spinta passiva) e in corrispondenza di una piastra di ancoraggio.

Le principali limitazioni delle prove triassiali sono date dal fatto che non si può studiare l'influenza della pressione principale σ_2 sulle caratteristiche meccaniche del terreno, perché $\sigma_r = \sigma_2 = \sigma_3$, e che non si possono studiare casi nei quali c'è rotazione degli assi principali, poiché tali assi di sollecitazione sono prestabiliti; inoltre tra le facce estreme del provino e le piastre porose a

contatto si sviluppa dell'attrito che influenza la distribuzione delle deformazioni nel provino stesso, rendendole poco uniformi, e della pressione neutra.

Come mostrato in precedenza, le prove standard sono suddivise in funzione delle condizioni di drenaggio, ricordando che la permeabilità è un fattore con notevole influenza ed è un parametro per distinguere tra terreni a grana grossa (permeabilità elevata) e terreni a grana fine (permeabilità bassa).

Facendo riferimento ai temi trattati nella tesi, si approfondirà l'argomento legato ai terreni a grana grossa, nei quali la permeabilità è elevata e qualunque variazione di pressione dell'acqua nel terreno, rispetto alla pressione iniziale, si dissipa in tempi molto brevi, qualunque sia la causa che la provochi.

Pertanto per questi terreni lo studio del comportamento del materiale può essere analizzato in condizioni drenate.

6.1.1 I vantaggi della prova

È stato precedentemente evidenziato che la prova di compressione (o estensione) cilindrica o prova triassiale è la prova principale, relativamente semplice e versatile, per la determinazione dei parametri di resistenza al taglio delle terre sia in condizioni drenate che non drenate.

Quindi uno dei maggiori pregi forniti dal test è il controllo delle condizioni di drenaggio, con la conseguente possibilità di misurare le pressioni interstiziali (drenaggio impedito) attraverso l'uso di sistemi di trasduttori. Di conseguenza se è noto lo stato tensionale totale, è possibile risalire allo stato tensionale efficace.

Inoltre facendo ricorso alla back-pressure è possibile realizzare la saturazione del provino, rendendo possibile l'introduzione dell'acqua all'interno del campione di materiale da testare.

Infine si vengono a creare condizioni di tensione e di deformazione noti ed uniformi, ricreando così la configurazione a cui il provino era soggetto in situ, e potendo applicare, di conseguenza, un qualsivoglia percorso di carico rappresentativo di alcune situazioni reali.

6.2 Resistenza e deformabilità dei terreni incoerenti

Per i terreni a grana grossa risulta quasi impossibile prelevare campioni indisturbati, per cui è necessario quasi sempre ricorrere a prove in situ per determinare i parametri meccanici. Le prove di laboratorio su campioni ricostruiti permettono però di individuare il comportamento meccanico per varie condizioni di prova rappresentative di alcune situazioni reali (Colombo e Colleselli).

Tenendo presente l'elevata permeabilità e quindi il fatto che le sovrappressioni si dissipano rapidamente, si può fare riferimento alle prove triassiali in condizioni drenate.

Attraverso questa prova è possibile studiare il comportamento di terreni granulari, al fine di determinare gli andamenti dello sforzo deviatorico e dell'indice dei vuoti, al variare della deformazione assiale e a parità di tensione di confinamento. Così facendo è possibile distinguere, per un materiale denso o sciolto, due diverse tipologie di comportamento: quello incoerente e quello dilatante.

I materiali sciolti, sottoposti ad uno sforzo deviatorico, aumentano di densità fino ad arrivare a rottura. I grani si spostano per raggiungere una configurazione più stabile e l'indice dei vuoti si riduce fino a raggiungere un valore critico ed un corrispondente stato ultimo, oltre il quale si ha un'ulteriore deformazione ma senza variazioni di volume e di resistenza. Si dice allora che la curva sforzi-deformazioni è corrispondente ad un materiale con comportamento incoerente.

I materiali densi invece, sotto l'azione dello sforzo deviatorico, all'inizio aumentano di densità ma successivamente avviene un decremento di tale valore con un corrispondente aumento di volume.

Per arrivare a rottura occorre un certo valore di energia che verrà impiegato sia per il lavoro dovuto all'attrito, che è legato agli spostamenti delle particelle, che per il lavoro svolto per permettere l'aumento di volume, fenomeno contrastato dalla tensione di confinamento.

In queste condizioni la resistenza per arrivare a rottura, nei materiali densi, è quindi maggiore di quella fornita dagli stessi materiali ma in condizioni sciolte.

La curva sforzi-deformazioni è corrispondente ad un materiale con comportamento dilatante.

Nella (figura 6.2) viene mostrato l'andamento della tensione deviatorica e dell'indice dei vuoti rispetto alla deformazione volumetrica.

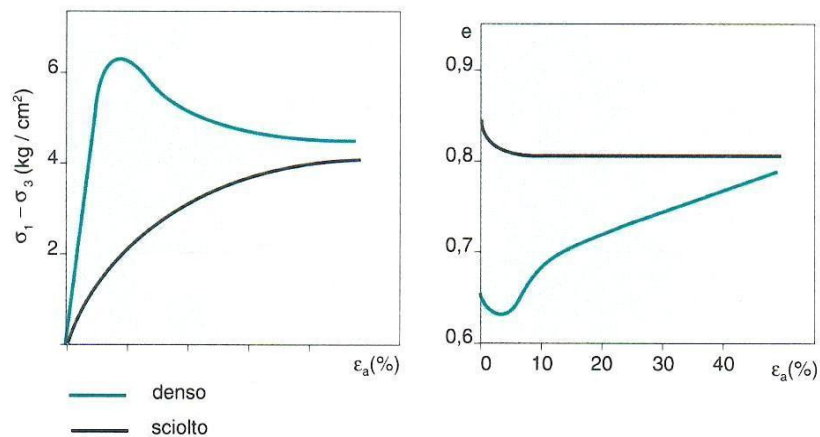


Figura 6.2 Comportamento dilatante ed incrudente

Nei materiali con comportamento dilatante, si può notare chiaramente un valore massimo detto di rottura, oltre al quale si ha una diminuzione di resistenza, che è attribuibile alla diminuzione del grado di incastro delle particelle, mentre l'indice dei vuoti ha un andamento crescente con tendenza verso il valore critico, cioè a quel valore che non subisce variazioni con il procedere delle deformazioni.

Per quanto riguarda il valore del coefficiente di attrito, si può dedurre che esista un valore massimo di Φ' (detto di picco) e un valore finale detto Φ_{cv} (angolo a volume costante).

Risulta anche che Φ' può essere meglio denominato angolo di resistenza al taglio invece che angolo di attrito interno, poiché rappresenta globalmente l'attrito tra i grani, il mutuo incastro e il lavoro connesso all'aumento di volume (valori compresi tra 30 e 45°), mentre Φ_{cv} rappresenta l'attrito tra i grani e l'assestamento dei grani a seguito di traslazioni (valori tra 30 e 35°).

L'analisi fin qui condotta era relativa a materiali sciolti e densi studiati attraverso l'utilizzo di uno stesso valore della tensione di confinamento. A questo punto è

possibile approfondire il comportamento dei suddetti materiali al variare della tensione σ'_3 .

I materiali sciolti, a seguito di forti diminuzioni della tensione σ'_3 , tenderanno ad assumere un comportamento dilatante.

I materiali densi, all'aumentare della tensione di confinamento, esprimono in maniera poco evidente le caratteristiche di dilatanza

Comunque, in generale, si può affermare che per valori elevati della pressione di confinamento, il valore dell'angolo di picco diminuisce e l'involuppo a rottura ha una curvatura (Figura 6.3).

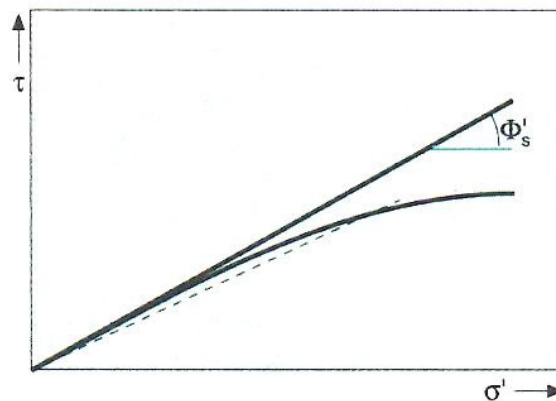


Figura 6.3 Curvatura dell'involuppo a rottura

Questa diminuzione è probabilmente legata alla riduzione del comportamento dilatante e alla frantumazione dei grani. L'angolo di attrito può essere influenzato anche da altri fattori, oltre che dalla densità e da σ_3 , come la dimensione, la forma e la distribuzione granulometrica delle particelle.

Per quanto riguarda le caratteristiche e i parametri di deformabilità dei terreni incoerenti risultano evidenti le difficoltà di determinarli innanzitutto per la quasi impossibilità di avere campioni indisturbati, poi per le difficoltà connesse ad una corretta esecuzione ed interpretazione delle prove in situ e infine per la grande sensibilità dei parametri a molti fattori. Dall'altro lato però, bisogna considerare che la deformabilità dei terreni a grana grossa è bassa.

Con riferimento alle prove triassiali si può rappresentare (Figura) la compressibilità attraverso il modulo tangente, che indica la pendenza di una

linea retta tangente ad un particolare punto della curva sforzi-deformazioni, o mediante il modulo secante che indica la pendenza della retta che collega due punti della curva stessa.

Si considera così il modulo tangente iniziale, determinato come tangente alla curva per l'origine o il modulo secante, corrispondente alla retta passante per l'origine e per il punto corrispondente allo sforzo deviatorico pari al 50% di quello di rottura.

Recenti studi hanno evidenziato l'influenza di vari fattori quali la tensione di confinamento, l'entità della tensione di consolidamento ed il tipo di consolidazione, sui moduli tangente e secante (figura 6.4).

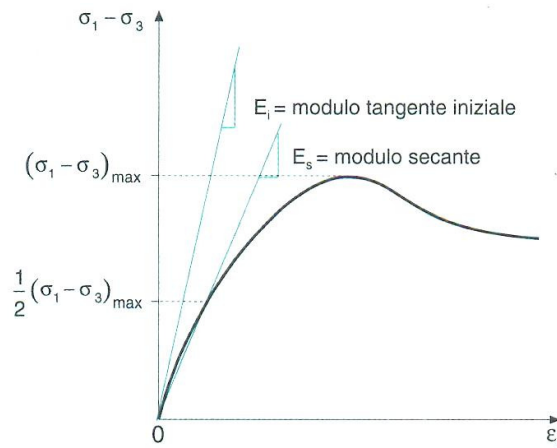


Figura 6.4 I moduli tangente e secante

6.3 Resistenza al taglio

Il problema della resistenza è collegato al comportamento del terreno in quanto, in caso di grandi deformazioni, queste sono controllate dalle azioni reciproche tra le particelle che lo compongono e dalla loro mutua possibilità di scorrimento. In un primo momento è possibile considerare che la resistenza sia almeno in parte controllata da quella al taglio sulle aree di contatto tra i grani. Tale resistenza dipende notevolmente anche dall'incastro delle particelle e quindi è funzione della loro disposizione strutturale (Colombo e Colleselli).

La resistenza al taglio sulle aree di contatto tra i grani è proporzionale alla forza che li spinge l'uno contro l'altro e la si può pertanto considerare una forza di attrito. Sui punti di contatto tra le particelle, per alcuni tipi di terra, si sviluppano

delle forze di adesione che contribuiscono alla formazione della resistenza al taglio delle terre.

Con queste premesse sono evidenti le difficoltà connesse alla determinazione delle caratteristiche di resistenza.

Coulomb nel 1773 propose, per i mezzi granulari, la relazione tra la tensione di taglio e la tensione normale:

$$\tau = \sigma \tan \Phi$$

nella quale $\tan \Phi$ esprime il coefficiente di attrito. Per i mezzi coerenti Coulomb propose che ad equilibrare il taglio, oltre all'attrito, figurasse anche una resistenza detta coesione, che si manifesta anche a tensione normale nulla. La relazione precedente si riscrive nella forma (figura 6.5):

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi$$

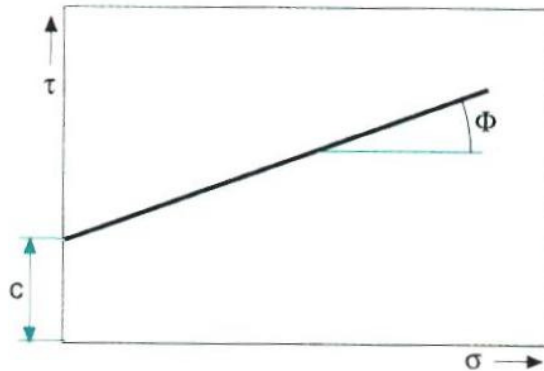


Figura 6.5 Rappresentazione della relazione di Coulomb

La svolta decisiva, nello studio della resistenza al taglio, avvenne però solamente quando si scoprì che la differenza fondamentale tra le caratteristiche di resistenza al taglio e di comportamento delle sabbie e delle argille dipendeva

non tanto dalle diverse proprietà dell'attrito delle particelle, quanto dall'enorme differenza di permeabilità.

La chiarificazione di questo fatto ebbe inizio con la scoperta da parte di Terzaghi del principio della pressione effettiva e con la modifica della relazione di Coulomb nella forma:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \tan \Phi' = c' + \sigma' \tan \Phi'$$

nella quale c' e Φ' sono espressioni in termini di pressioni effettive. In questa nuova forma la relazione di Coulomb-Terzaghi ha assunto validità per una grande varietà di materiali e di condizioni di carico.

Questa situazione di rottura è rappresentata nel piano τ, σ' da una retta i cui punti indicano stati tensionali di rottura; i punti al di sotto della retta rappresentano situazioni di parziale sicurezza rispetto alla rottura e quelli al di sopra situazioni irrealizzabili.

Il problema venne ulteriormente chiarito associando alla relazione di Coulomb il criterio di rottura di Mohr $\tau = f(\sigma)$ secondo cui si verifica la rottura quando la tensione di taglio sul piano di rottura diventa funzione della tensione normale a quel piano; questo criterio è espresso dalla relazione:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = f\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$$

che indica che la rottura ha luogo quando il raggio del cerchio di Mohr delle tensioni $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ è funzione della semisomma delle tensioni principali maggiore e minori $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$, cioè della distanza del centro di questo cerchio dall'origine.

La condizione di rottura perciò può essere definita in termini di curva involuppo di Mohr, cioè di curva tangente ai cerchi di rottura (figura 6.6).

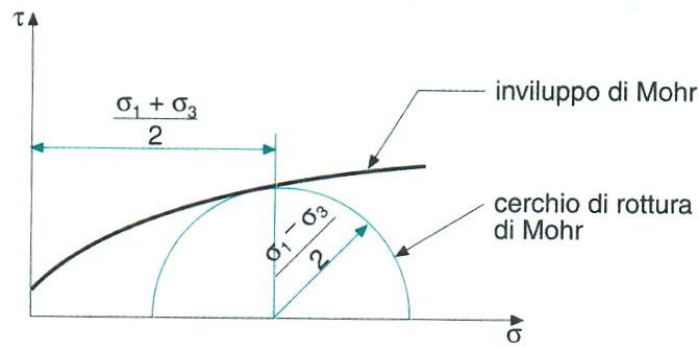


Figura 6.6 L'involuppo di Mohr

In pratica l'involuppo di Mohr è valido all'interno di un certo campo di pressioni normali e quindi può assumere la forma dell'equazione di Coulomb, dando luogo alla legge di rottura di Mohr-Coulomb. Questa legge ha delle limitazioni e dei difetti evidenti, quali il trascurare l'effetto della tensione principale intermedia σ_2 e delle variazioni di volume collegate alle variazioni di sollecitazione.

Considerando ancora la relazione della retta di rottura $\tau = c' + \sigma' \tan \Phi'$ essa può anche essere scritta in termini di tensioni principali effettive (figura 6.7):

$$\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) = \left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} + c' \cot \Phi' \right) \sin \Phi'$$

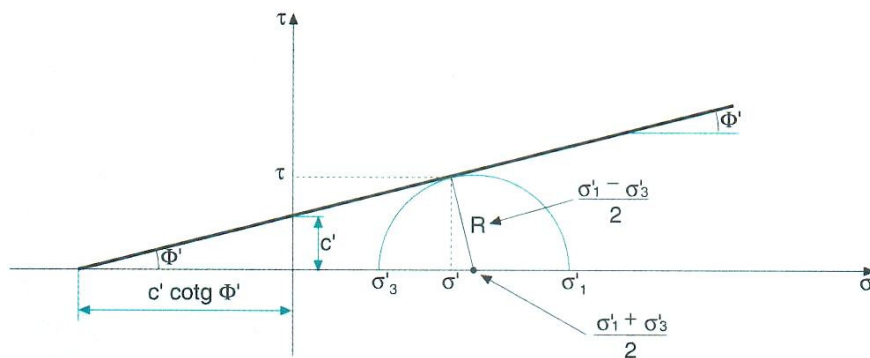


Figura 6.7 Rappresentazione della relazione della retta di rottura in termini di tensioni effettive

e si può anche scrivere:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 &= \left(\frac{1 + \sin \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \right) \sigma'_3 + 2c' \left(\frac{\cos \Phi'}{1 - \sin \Phi'} \right) = \\ &= \tan \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) \sigma'_3 + 2c' \tan \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right)\end{aligned}$$

CONCLUSIONE

La tesi ha avuto come scopo quello di descrivere le fasi legate all'influenza della forma dell'aggregato sul comportamento tenso-deformativo di una pavimentazione stradale flessibile, considerando anche le fasi di preparazione per la modellazione matematica futura di clump formati da due e quattro sfere attraverso il programma PFC3d.

Per indagare il comportamento in sito di un conglomerato bituminoso si utilizzano generalmente metodi numerici al continuo.

I metodi numerici al continuo, schematizzano il sistema come un dominio discretizzato in "unità elementari" di forma geometricamente semplice (triangoli, quadrilateri, tetraedri, ecc.), le quali, pur deformandosi, rimangono costantemente in contatto reciproco attraverso le relative superfici di separazione. Il mezzo così composto conserva in tutti i suoi elementi le proprietà osservate nell'insieme, per cui lo studio può essere condotto a livello fenomenologico anziché a livello "atomico".

E' noto che i mezzi granulari hanno un comportamento meccanico piuttosto diverso da quello di altri materiali e questa differenza è imputabile proprio alla loro natura particellare.

Ecco perché diventa indispensabile ricorrere ad un approccio di tipo discontinuo, in grado di prendere in considerazione il carattere discreto del sistema ed analizzare i processi microscopici di base che ne determinano il comportamento tenso-deformativo macroscopico.

Tra i metodi discontinui disponibili in letteratura, in particolare, si utilizza quello degli elementi distinti particellari, poiché, schematizzando il sistema come un insieme di particelle di forma circolare, si presta particolarmente adatto allo studio del comportamento meccanico di un materiale granulare.

Risultati ottenuti in fasi precedenti della ricerca hanno confermato le potenzialità del metodo nel riprodurre l'effettivo comportamento visco-elastico del

Conclusione

conglomerato bituminoso sia durante i test di laboratorio condotti su provini di piccole dimensioni, sia all'interno di una pavimentazione stradale flessibile.

Lo studio eseguito ha previsto diverse fasi:

- scelta della metodologia di modellazione numerica più opportuna, al fine di simulare in una fase successiva della ricerca l'aggregato reale in modo significativo;
- la descrizione delle basi di funzionamento del software PFC3d;
- la scrittura dei listati da utilizzare successivamente per la modellazione matematica;
- creazione dei clump e dei provini.

Abbiamo considerato la costruzione di due differenti provini:

- quelli costituiti da clump formati da due sfere, uniti a sfere sfuse.
- quelli costituiti da clump formati da quattro sfere, uniti a sfere sfuse.

In laboratorio si è svolta la prova triassiale perché è in grado di fornire risultati significativi sul fenomeno fisico studiato.

La prova triassiale risulta essere semplice, piuttosto veloce da svolgere e facile da modellare nella fase successiva tramite il software PFC3d attraverso il metodo DEM particellare.

I risultati che saranno ottenuti tramite la modellazione numerica permetteranno di valutare le potenzialità ed i limiti del metodo degli elementi distinti particellari consentendo una rappresentazione del modello più fedele possibile alla realtà fisica.

Le parti prodotte in questo elaborato offrono la base per la modellazione da attuare nei confronti dei clump creati.

Una volta modellati i clump a due e quattro sfere, lo studio potrà essere esteso ad altre configurazioni, in modo da indagare altri fattori che influenzano la deformazione del materiale, come ad esempio l'influenza dell'assortimento granulometrico delle particelle mediante clump formati da sfere di diametro differente.

BIBLIOGRAFIA

- [1] *Asmar B. N., Langston P. A., Matchett A. J. & Walters J. K.* – **Validation tests on a distinct element model of vibrating cohesive particle systems** – Computers and Chemical Engineering, vol. 26, pag. 785-802, 2002
- [2] *Bailey C. & Cross M.* – **A finite volume procedure to solve elastic solid mechanics problems in three-dimensions on an unstructured mesh** – International Journal of Numerical Methods , vol. 38, pag. 1757-1776, 1995
- [3] *Blandford G. E., Ingraffea A. R. & Liggett J. A.* – **Two-dimensional stress intensity factor computations using the boundary element method** – International Journal of Numerical Method in Engineering, vol. 17, pg. 387-406, 1981
- [4] *Brauer J.* – **Finite element analysis** – Marcel Dekker, New York, 1988
- [5] *Bucchi A.* – **Appunti delle lezioni di Costruzione di Strade, Ferrovie ed Aeroporti** – Corso di Laurea in Ingegneria Civile, Vecchio ordinamento
- [6] *Calvetti F.* – **Limitations and perspectives of the micromechanical modelling of granular materials** – Mathematical and Computer Modelling.
- [7] *Cesari F.* – **Introduzione al Metodo degli Elementi Finiti** – Pitagora Editrice, Bologna, 2002
- [8] *Cheng Y. F., Guo S. J. & Lai H. Y.* – **Dynamic simulation of random packing of spherical particles** – Powder Technology, vol. 107, pag. 123-130, 2000
- [9] *Cheng Y. M.* – **Advancements and improvements in discontinuous deformation analysis** – Computers and Geotechnique, vol. 22, n. 2, pag. 153-163, 1998
- [10] *Cheng Y. M. & Zhang Y. H.* – **Coupling of FEM and DDA methods** – The International Journal of Geomechanics, vol. 2, pag. 503-517, 2002
- [11] *Cho N., Martin C. D., Sego D. C.* – **A clumped particle model for rock** – International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 44, pag. 997-1010, 2007

- [12] *Choi S. K.* – **Application of the distinct element method for rock mechanics problems** – Engineering Computations, vol. 9, pag. 225-233, 1992
- [13] *Colombo P., Colleselli F.* – **Elementi di Geotecnica** – terza edizione, editrice Zanichelli, pag. 61-74
- [14] *Cook B. & Jensen R.* – **Discrete Element Methods – Numerical Modelling of Discontinua** – Proceedings of the 3rd International Conference, Santa Fe, New Mexico, September 23-25, Geotechnical Special Publication n. 117, ASCE, 2002
- [15] *Cravero M., Iabichino G. & Oreste P.* – **Metodi per l'analisi di stabilità dei pendii in roccia** – Atti delle Conferenze di Geotecnica di Torino, XIX ciclo, vol. 19.04, 4-6 Novembre, 2003
- [16] *Cundall P. A.* – **Formulation of a three-dimensional distinct element model – part I. A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks** – International Journal of Rock & Mining Sciences, vol. 25, pag. 107-116, 1988
- [17] *Cundall P. A., Strack O. D. L.* – **A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies** – Geotechnique, 29, pag. 47–65, 1979
- [18] *Di Renzo A. & Di Maio F. P.* – **Comparison of contact-force models for the simulation of collisions in DEM-based granular flow codes** – Chemical Engineering Science, vol. 59, pag. 525-541, 2004
- [19] *Dolezalova M. & Koran P.* – **Micromechanical modelling of a dump material** – International Journal of Geomechanics, vol. 2, pag. 47-74, 2002
- [20] *Edil T. B., Krizek R. J., Zelasko J. S.* – **Effect of Grain Characteristics on Packing of Sand** – Istanbul Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., 1, pag. 46–54, 1975
- [21] *Elata D. & Berryman J. D.* – **Contact force-displacement laws and the mechanical behaviour of random packs of identical spheres** – Mechanics of Materials, vol. 24, pag. 229-240, 1996
- [22] *Fallah N. A., Bailey C., Cross M. & Taylor G. A.* – **Comparison of finite element and finite volume methods application in geometrically**

nonlinear stress analysis – Applied Mathematical Modelling, vol. 24, pag. 439-455, 2000

- [23] *Fortin J., Millet O. & Saxcé G.* – **Numerical simulation of granular materials by an improved discrete element method** – International Journal for Numerical Methods in Engineering, vol. 62, pag. 639-663, 2005
- [24] *Frost J. D., Han J.* – **Behavior of interfaces between fiber-reinforced polymers and sands** – J. of Geotech. Eng., ASCE, 125(8), pag. 633–640, 1999
- [25] *Gabrieli F.* – **L’approccio particellare per la modellazione numerica dell’insacco di instabilità di versante in terreni granulari** – Dottorato di Ricerca in Scienze dell’Ingegneria Civile ed Ambientale, XXI ciclo, Università degli Studi di Padova, Anno Accademico 2008/2009
- [26] *Goodman R. E., Taylor R. L. & Brekke T. L.* – **A model for the mechanics of jointed rock** – Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 94, pag. 637-659, 1968
- [27] *Hart R., Cundall P. A. & Lemos J.* – **Formulation of a three-dimensional distinct element model – part II. Mechanical calculations for motion and interaction of a system composed of many polyhedral blocks** – International Journal of Rock & Mining Sciences, vol. 25, pag. 117-125, 1988
- [28] *Holtz R. D., Kovacs W. D.* – **An Introduction to Geotechnical Engineering** – Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1981
- [29] *Hudson J. A.* – **Rock engineering case histories: key factors, mechanisms and problems** – Proceedings of the ISRM Regional Symposium EUROCC2001, Finland, 4-7 June, 2001
- [30] *Issa J.A. & Nelson R. B.* – **Numerical analysis of micromechanical behaviour of granular materials** – Engineering Computations, vol. 9, pag. 211-223, 1992
- [31] *Itasca* – **PFC2D (Particle Flow Code in 2 Dimensions) Manual version 3.0** – Itasca Consulting Group, 2002
- [32] *Itasca* – **PFC3D (Particle Flow Code in 3 Dimensions) Manual version 3.0** – Itasca Consulting Group, 2002

- [33] *Jensen R. P., Bosscher P. J., Plesha M. E., Edil T. B.* – **DEM simulation of granular media-structure interface: effects of surface roughness and particle shape** – *Int. J. Numer. Anal. Method in Geomech.*, 23, pag. 531–547, 1999
- [34] *Jensen R. P., Edil T. B., Bosscher P. J., Plesha M. E., Kahla N. B.* – **Effect of particle shape on interface behavior of DEM-simulated granular materials** – *The International Journal of Geomechanics*, volume 1, numero 1, 2001
- [35] *Jiang M. J., Konrad J. M. & Leroueil S.* – **An efficient technique for generating homogeneous specimens for DEM studies** – *Computers and Geotechnics*, vol. 30, pag. 579-597, 2003
- [36] *Jing L.* – **A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering** – *International Journal of Rock & Mining Sciences*, vol. 40, pag. 283-353, 2003
- [37] *Jing L.* – **Formulation of discontinuous deformation analysis (DDA) - an implicit discrete element model for block systems** – *Engineering Geology*, vol. 49, pag. 371-381, 1998
- [38] *Ke T. & Bray J.* – **Modelling of particulate media using discontinuous deformation analysis** – *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 121, n. 11, pag. 1234-1242, 1995
- [39] *Kruyt N. P.* – **Toward micro mechanical constitutive relations for granular materials based on two dimensional discrete element simulation** – *Modern approaches to plasticity*, Ed. D. Kolymbas, Elsevier, 1993
- [40] *Langston P., Al-Awamleh A., Fraige F. & Asmar B.* – **Distinct element modeling of non-spherical frictionless particle flow** – *Chemical Engineering Science*, vol. 59, pag. 425-435, 2004
- [41] *Lin X., Ng T.-T.* – **A three dimensional discrete element model using arrays of ellipsoids** – *Geotechnique*, 47(2), pag. 319–329, 1997
- [42] *Masson S., Martinez J., Baylac B. & Ferrellec J.* – **Discrete numerical simulation of granular materials** – *Mecanique & Industries*, vol. 4, pag. 497-504, 2003

- [43] *Mindlin R. D. & Deresiewicz H.* – **Elastic spheres in contact under varying oblique forces** – Journal of Applied Mechanics, vol. 20, pag. 327-344, 1953
- [44] *Ng T.-T.* – **Hydrostatic boundaries in discrete element methods** – Proc., 3rd Int. Conf. on Discrete Element Methods, Santa Fe, N.M., ASCE, New York, pag. 47–51, 2002
- [45] *Ng T.-T.* – **Triaxial test simulations with discrete element method and hydrostatic boundaries** – Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Ottobre 2004, pag. 1188-1194
- [46] *Ng T.-T., Wang C.* – **Numerical study of arrays of ellipsoids** – Proc., 13th EMD Conf., (CD-ROM) ASCE, Baltimore, 1999
- [47] *O'Sullivan C., Bray J. & Riemer M.* – **Examination of the response of regularly packed specimens of spherical particles using physical tests and discrete element simulations** – Journal of Engineering Mechanics, vol. 130, pag. 1140-1150, 2004
- [48] *Perrone N. & Kao R.* – **A general finite difference method for arbitrary meshes** – Computers and Structures, vol. 5, pag. 45-58, 1975
- [49] *Portela A., Aliabadi M. H. & Rooke D. P.* – **Dual boundary element incremental analysis of crack propagation** – International Journal of Numerical Method in Engineering, vol. 46, pag. 237-284, 1993
- [50] *Potyondy D. O. & Cundall P. A.* – **A bonded-particle model for rock** – International Journal of Rock & Mining Sciences, vol. 41, pag. 1329-1364, 2004
- [51] *Rothenburg L., Bathurst R. J.* – **Micromechanical features of granular assemblies with planar elliptical particles** – Geotechnique, 42(1), pag. 79–95, 1992
- [52] *Sundberg A. J.* – **Interface Behavior of Granular Media in Direct Shear** – M.S. thesis, University of Wisconsin, Madison, 1999
- [53] *Thomas P. A., Bray J. D.* – **Capturing nonspherical shape of granular media with disk clusters** – Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering, pag. 169-178, March 1999

- [54] *Ting J. M., Corkum B. T., Kauffman C. R. e Greco C.* – **Discrete numerical model for soil mechanics** – J. Geotech. Engng. Div., ASCE, 115, pag. 379-398, 1989
- [55] *Ting J. M., Khwaja M., Meachum L. R. and Rowell J. D.* – **An ellipse-based discrete element model for granular materials** – Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech., 17, pag. 603-623, 1993
- [56] *Vignali V.* – **Impiego di metodi numerici avanzati nello studio della spinta delle terre** – Tesi di dottorato in Ingegneria dei Trasporti, Università di Bologna, 2006
- [57] *Walton O. R. e Braun R. L.* – **Simulation of rotary-drum and repose tests for frictional spheres and rigid sphere clusters** – Joint DOE/NSF Workshop on Flow of Particulates and Fluids, 20 Sept.-1 Oct 1993, Ithaca, NY
- [58] *Wheel M. A.* – **A geometrically versatile finite volume formulation for plane elastostatic stress analysis** – Journal of Strain Analysis, vol. 31, pag. 111-116, 1996
- [59] *Zelasko J. S., Krizek R. J., Edil T. B.* – **Shear Behavior of Sands as a Function of Grain Characteristics** – Istanbul Conf. Soil Mech. Found. Eng., 1, pag. 55–64, 1975
- [60] *Zienkiewicz O., Best B., Dullage C. & Stagg K.* – **Analysis of nonlinear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock system** – Proceeding of the 2nd International Congress on Rock Mechanics, Belgrade, 1970
- [61] *Bucchi A.* – **Appunti delle lezioni di Costruzione di Strade, Ferrovie ed Aeroport M-A** – Corso di Laurea in Ingegneria Civile Magistrale.

SITI INTERNET CONSULTATI

www.ascelibrary.org
www.henkel.com
www.itascacg.com
www.tecnotest.it

Ringraziamenti

Devo la mia riconoscenza:

➤ al **corpo docente** per la qualità dell'insegnamento, in particolare ai professori del DICAM sezione strade:

Chiar.mo Prof. Ing. Alberto Bucci

Chiar.mo Prof. Ing. Giulio Dondi, relatore

Chiar.mo Prof. Ing. Andrea Simone

➤ alle correlatrici:

Dott. Ing. Valeria Vignali

Dott. Ing. Giulia Manganelli

per la disponibilità e la competenza dimostratemi

➤ ai colleghi ed amici con i quali ho condiviso l'esperienza universitaria

➤ a mia moglie Arianna per il sostegno

➤ ai miei figli Pietro e Tommaso

➤ ai miei genitori e alle mie sorelle

➤ a Stefano Passini per l'amicizia e il sostegno

➤ a tutti i compagni di lavoro ed amici

.....Grazie a tutti